

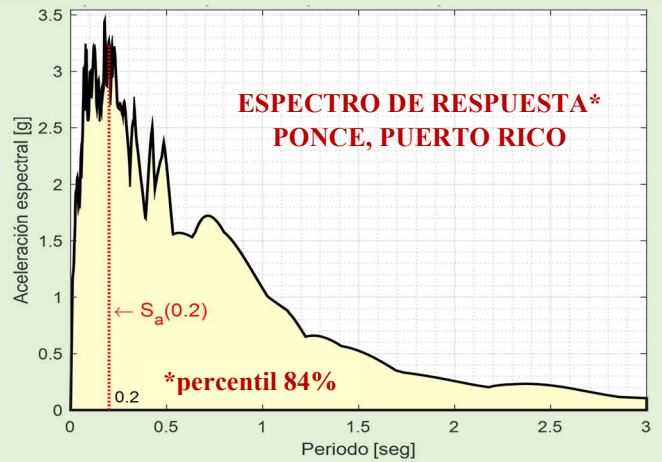
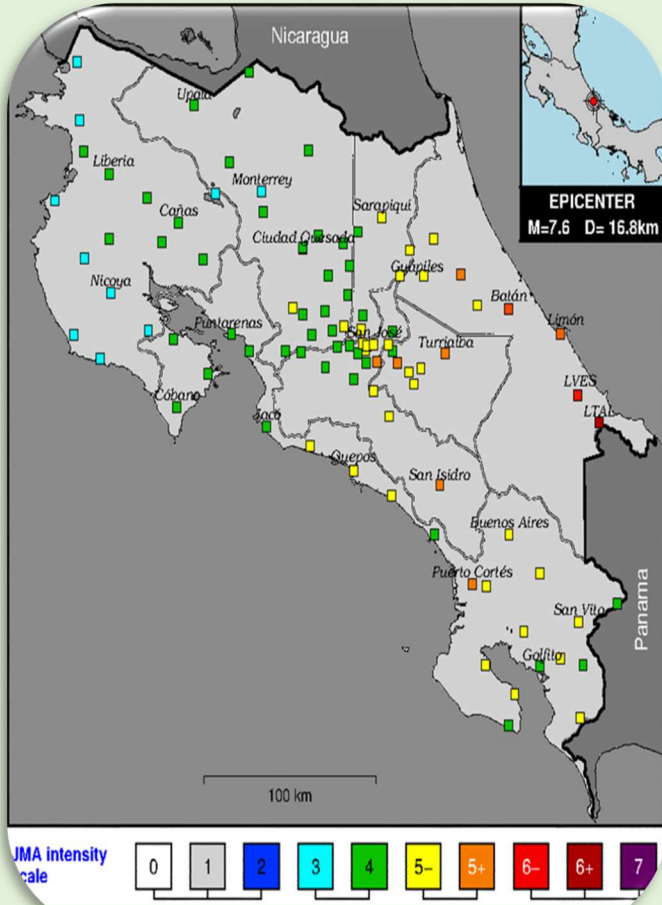


REVISTA INTERNACIONAL

DESASTRES NATURALES, ACCIDENTES E INFRAESTRUCTURA CIVIL

ISSN 1535-0088

Volumen 2021 ● Número 1 ● Diciembre 2021



REVISTA INTERNACIONAL DE DESASTRES NATURALES, ACCIDENTES E INFRAESTRUCTURA CIVIL



PRESIDENTE COMISIÓN EDITORIAL INTERNACIONAL

BENJAMÍN COLUCCI-RÍOS

Catedrático y Director, Cátedra Abertis-Puerto Rico

Director, Centro de Transferencia de Tecnología en Transportación

Universidad de Puerto Rico, Mayagüez, Puerto Rico

MIEMBROS FUNDADORES Y EDITORES EMÉRITOS

LUIS E. SUÁREZ-COLCHE

Catedrático, Universidad de Puerto Rico, Mayagüez, Puerto Rico

LUIS A. GODOY

Profesor Titular Plenario, Universidad Nacional de Córdoba, Argentina

COMISIÓN EDITORIAL

SERGIO M. ALCOCER

*Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional
Autónoma de México, CDMX*

MIGUEL CANALS SILANDER

*Universidad de Puerto Rico, Mayagüez,
Puerto Rico*

CARLOS M. CHANG

*Florida International University, USA
(Representando Perú)*

ALBERTO M. FIGUEROA MEDINA

*Universidad de Puerto Rico,
Mayagüez, Puerto Rico*

CARLOS HUERTA LÓPEZ

*Universidad de Puerto Rico, Mayagüez,
Puerto Rico (Representando México)*

SANGCHUL HWANG

*Texas State University, USA
(Representando Corea del Sur)*

XIAOPENG LI

*University of South Florida, USA
(Representando China)*

RICARDO R. LÓPEZ

*Universidad de Puerto Rico, Mayagüez,
Puerto Rico*

CARLA LÓPEZ DEL PUERTO

*Universidad de Puerto Rico, Mayagüez,
Puerto Rico*

ALESANDRA MORALES

Universidad de Puerto Rico, Mayagüez, Puerto Rico

EUGENIO OÑATE

Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, España

GUSTAVO PACHECO-CROSETTI

*Universidad Politécnica de Puerto Rico
(Representando Argentina)*

ISMAEL PAGÁN-TRINIDAD

*Director, Departamento de Ing. Civil y Agrimensura,
Universidad de Puerto Rico, Mayagüez, Puerto Rico*

MIGUEL A. PANDO

Drexel University, Philadelphia, Pennsylvania, USA

FRANCESC ROBUSTÉ

*Universidad Politécnica de Cataluña,
Barcelona, España*

ANDRÉS RODRÍGUEZ

Universidad Nacional de Córdoba, Argentina

ARTURO TENA COLUNGA

*Universidad Autónoma Metropolitana,
México, CDMX*

DIDIER M. VALDÉS DÍAZ

*Universidad de Puerto Rico,
Mayagüez, Puerto Rico (Representando Colombia)*

JORGE A. VANEGAS

*Presidente, Academia Panamericana de Ingeniería (API),
Texas A&M University, USA
(Representando Colombia)*

REVISTA INTERNACIONAL DE DESASTRES NATURALES, ACCIDENTES E INFRAESTRUCTURA CIVIL



COLABORADORES ACADÉMICOS, SECTOR PRIVADO Y FEDERAL

HERNÁN O. FERNÁNDEZ ORDÓÑEZ

Profesor Emérito, Universidad del Cauca, Colombia

JOSÉ DOMINGO PÉREZ

Presidente Electo 2022-2024, Academia Panamericana de Ingeniería (API)

JUAN CARLOS RIVERA

Administración Federal de Carreteras, División de Puerto Rico e Islas Vírgenes

CARLOS E. RUIZ

U.S. Army Engineer Research and Development Center, Vicksburg, Mississippi, USA

DENNIS TRUAX

Presidente 2022, Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (ASCE)

APOYO ADMINISTRATIVO AL EDITOR

CIARA TORO ROSARIO

Asistente Administrativo III, UPR-Mayagüez



REVISTA INTERNACIONAL DE DESASTRES NATURALES, ACCIDENTES E INFRAESTRUCTURA CIVIL



Volumen 21, Número 1, Diciembre 2021

ISSN 1535-0088

CONTENIDO

Mensaje del Presidente Comisión Editorial Internacional RIDNAIC/ Message from the Presidente of the RIDNAIC Editorial Commission Benjamín Colucci-Ríos	1-4
Impacto del Cambio Climático en Puerto Rico, el Caribe y las Américas/ Impact of Climate Change in Puerto Rico, the Caribbean and The Americas José Domingo Pérez	5-12
Failure Analysis of the Arecibo Observatory M4N Auxiliary Cable Gregory J. Harrigan, Vinay K. Goyal, Pavel F. Babuska, Nathan Trepal	13-28
Análisis de Riesgo Cuantitativo de Gasoductos en Córdoba, Argentina Alejandro José Giudici, José Enrique Stuardi, Guillermo Daniel Chiappero	29-55
Desarrollo de Espectros de Diseño Elásticos para Diferentes Municipios de Puerto Rico Luis E. Suárez-Colche, Jerson López Fajardo, José A. Martínez Cruzado	56-71
Composite Soils using Synthetic Lightweight Aggregates to Prevent Slope Collapses and for Settlements Control Luis G. Daza, Aniel Grillasca, Génesis Haizel Colón Ortiz	72-82
Widespread Shallow Mass Wasting during Hurricane María: Long-Term Significance of Sedimentation in the Tropics Edwin O. Irizarry Brugman, Desiree Bayouth García, Kenneth S. Hughes	83-95
A Numerical Simulation of the 1991 Limón, Costa Rica, Earthquake Aarón Moya	96-109
Congresos y Seminarios	110

MENSAJE DEL PRESIDENTE COMISIÓN EDITORIAL RIDNAIC VOLUMEN 21, NÚMERO 1, DICIEMBRE 2021

Benjamín Colucci Ríos¹



¡Saludos! Esta edición de la Revista Internacional de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil (RIDNAIC) consiste de siete (7) escritos técnicos preparados por dieciocho (18) autores de renombre internacional. Los trabajos de investigación están relacionados a cambio climático, desastres naturales y/o infraestructura civil en el Caribe y países latinoamericanos y las lecciones aprendidas de estos eventos.

Esta edición comienza con la visión del Ing. José Domingo Pérez, Presidente de la Academia Puertorriqueña de Ingeniería (APrI) y Presidente Electo de la Academia Panamericana de Ingeniería (API), sobre el impacto del cambio climático en Puerto Rico, el Caribe y Las Américas. El artículo describe acciones afirmativas a nivel mundial que incluyen El Protocolo de Montreal, Acuerdo de París y otras encaminadas a eliminar el uso de sustancias que agotan la capa de ozono (SAO) de la tierra, limitar el calentamiento mundial y establecer alianzas para contrarrestar las consecuencias catastróficas de no hacer nada y a su vez establecer mecanismos ágiles para proteger nuestro planeta tierra y la humanidad.

El segundo artículo, *Análisis de Fallo del Cable Auxiliar M4N del Observatorio de Arecibo*, los autores presentan los hallazgos de análisis estructurales e investigaciones forenses relacionados a la falla del cable auxiliar M4N del Observatorio de Arecibo en agosto del 2020. Basado en dicho análisis concluyeron que la falla del cable auxiliar fue por causa de un diseño insuficiente que no consideró los márgenes de seguridad estructurales del cable o los mecanismos de daño que pueden ocurrir cuando una carga sostenida actúa en un cable por un tiempo largo.

El tercer artículo, *Análisis de Riesgo Cuantitativo de Gasoductos en Córdoba, Argentina*, los autores presentan un análisis de riesgo cuantitativo para un sistema de gasoductos de la provincia de Córdoba, Argentina como parte de un proyecto sobre vulnerabilidad de la infraestructura y del medio físico asociado al almacenamiento y transporte de fluidos combustibles. El trabajo se enfoca en establecer los niveles de riesgo individual y social de los gasoductos con mayor nivel de riesgo cualitativo y considera la adopción de medidas de mitigación para adecuar los niveles de riesgo a los criterios internacionales de aceptación.

El cuarto artículo, *Desarrollo de Espectros de Diseño Elásticos para Diferentes Municipios de Puerto Rico*, los Dres. Suárez, Martínez-Cruzado junto al estudiante doctoral López-Fajardo presentan de manera innovadora como combinar los conocimientos actuales de las zonas de fallas sísmicas existentes en Puerto Rico y la metodología determinística del ASCE 7-16 para desarrollar espectros de diseño para doce municipios de Puerto Rico. Los espectros de diseño elásticos propuestos por los autores en esta investigación casi duplican las cargas sísmicas de diseño que exige el código actual IBC 2018.

En el quinto artículo, los autores Daza, Grillasca y Colón-Ortiz, describen los hallazgos de una investigación que se llevó a cabo con suelos compuestos que utilizan agregados sintéticos ligeros (SLA) y su potencial beneficio para prevenir colapsos de pendientes y control de asentamientos.

¹ Catedrático, Director del Centro de Transferencia de Tecnología en Transportación y Cátedra Abertis, Portavoz de la Década de Acción para la Seguridad Vial, Departamento de Ingeniería Civil y Agrimensura y pasado Decano Interino de la Facultad de Ingeniería, Universidad de Puerto Rico, Mayagüez, Puerto Rico 00681-9000. Email:benjamin.colucci1@upr.edu

El sexto artículo, los autores Irizarry-Brugman, Bayouth-García y Hughes presentan una evaluación batimétrica en el Lago Dos Bocas, donde se depositó una gran parte del sedimento a raíz de los más de 70,000 deslizamientos de tierra a causa del paso del huracán María en el 2017. El propósito del estudio fue determinar cuán eficaz fue el sistema fluvial transportando estos sedimentos durante y después de este catastrófico huracán. Los resultados del estudio indicaron que desde la construcción el embalse ha perdido un 64% de su capacidad original y demostró la importancia de realizar estos análisis para entender cómo se ha afectado la cantidad de sedimento local, recalcular la vida útil del embalse y destacar la vulnerabilidad de los sistemas de infraestructura Caribeña, dado el pronosticado aumento en actividad ciclónica tropical en el futuro cercano.

El séptimo y último artículo, el Dr. Moya presenta los resultados de una simulación numérica del terremoto de Limón de 1991 en Costa Rica calculando registros sintéticos de movimiento fuerte de dicho terremoto usando cientos de modelos de fuentes diferentes y seleccionando el modelo fuente para el cual la diferencia entre los registros sintéticos y observados fuera mínima. Esta investigación mostró además cómo un modelo de cálculo de inspección de puentes post-terremoto utilizando el escenario seleccionado, predijo con bastante exactitud el alto nivel de daño y colapso de estructuras observado en 1991.

Agradezco a los Miembros de la Comisión Editorial de RIDNAIC, cuyos conocimientos y sabiduría, seleccionando a los mejores trabajos de investigación procedentes del Caribe y países latinoamericanos que contribuyeron en la publicación de esta edición, aportando significativamente a reducir la vulnerabilidad de la infraestructura ante los fenómenos naturales extremos para el bienestar de la humanidad y el planeta.

Espero que esta Edición de RIDNAIC cumpla con las expectativas de la comunidad científica en contribuir a reducir la vulnerabilidad de la infraestructura ante los fenómenos naturales extremos para el bienestar de la humanidad.

Con mi mayor aprecio y admiración,



Benjamín Colucci, PhD, PE, PTOE, F.ASCE, F.ITE, API, JD
Presidente, Comisión Editorial Internacional RIDNAIC
Catedrático, Universidad de Puerto Rico-Mayagüez

**MESSAGE FROM THE PRESIDENT OF THE RIDNAIC EDITORIAL COMMISSION
VOLUME 21, NUMBER 1, DECEMBER 2021**

Benjamín Colucci-Ríos¹



Greetings! This edition of the International Journal of Natural Disasters, Accidents and Civil Infrastructure (RIDNAIC) consists of seven (7) technical papers prepared by eighteen (18) internationally renowned authors. The research works are related to climate change, natural disasters and/or civil infrastructure in the Caribbean and Latin American countries and the lessons learned from these events.

This edition begins with the vision of Eng. José Domingo Pérez, President of the Puerto Rican Academy of Engineering (APrI) and President Elect of the Pan American Academy of Engineering (PAE), of the impact of climate change in Puerto Rico, the Caribbean and the Americas. The article describes affirmative actions at the global level including the Montreal Protocol, the Paris Agreement and others aimed at eliminating the use of substances that deplete the ozone layer (ODS) from the earth, limiting global warming and establishing alliances that assess the catastrophic consequences of doing nothing and in turn establishing agile mechanisms to protect our planet earth and humanity.

The second article, *Failure Analysis of the M4N Auxiliary Cable of the Arecibo Observatory*, the authors present the findings of structural analysis and forensic investigations related to the failure of the M4N auxiliary cable of the Arecibo Observatory in August 2020. Based on said analysis, they concluded that the failure of the auxiliary cable was due to insufficient design that did not consider the structural safety margins of the cable or the mechanisms of damage that can occur when a sustained load acts on a cable for a long time.

The third article, *Quantitative Risk Analysis of Gas Pipelines in Córdoba, Argentina*, the authors present a quantitative risk analysis for a gas pipeline system in the province of Córdoba, Argentina as part of a project on vulnerability of infrastructure and associated physical environment to the storage and transport of combustible fluids. The work focuses on establishing the individual and social risk levels of the gas pipelines with the highest qualitative risk level and considers the adoption of mitigation measures to adapt the risk levels to the international acceptance criteria.

The fourth article, *Development of Spectra Elastic Design for Different Municipalities of Puerto Rico*, Drs. Suárez, Martínez-Cruzado together with the doctoral student López-Fajardo, present an innovative approach of how to combine current knowledge of the existing seismic fault zones in Puerto Rico and the deterministic methodology of ASCE 7-16 to develop a spectra elastic design for twelve municipalities of Puerto Rico. The spectra elastic design proposed by the authors in this research nearly double the design seismic loads required by the current IBC 2018 code.

¹ Professor; Transportation Technology Transfer Center and Abertis Chair Director, Spokesperson of the Decade of Action for Road Safety, Civil Engineering and Surveying Department and past Interim Dean of the Engineering Faculty, University of Puerto Rico, Mayagüez, Puerto Rico 00681-9000. Email: benjamin.colucci1@upr.edu

In the fifth article, the authors Daza, Grillasca and Colón-Ortiz, describe the findings of an investigation that was carried out with composite soils that use light synthetic aggregates (SLA) and its potential benefit to prevent slope collapse and control of settlements.

In the sixth article, the authors Irizarry-Brugman, Bayouth-García and Hughes present a bathymetric evaluation in the Dos Bocas Lake, where a large part of the sediment was deposited as a result of the more than 70,000 landslides caused by the passage of Hurricane María in 2017. The purpose of the study was to determine how effective the river system was in transporting these sediments during and after this catastrophic hurricane. The results of the study indicated that since construction the reservoir has lost 64% of its original capacity and demonstrated the importance of conducting these analyzes to understand how the amount of local sediment has been affected, recalculate the useful life of the reservoir, and highlight vulnerability of the Caribbean infrastructure systems, given the predicted increase in tropical cyclonic activity in the near future.

The seventh and last article, Dr. Moya presents the results of a numerical simulation of the 1991 Limón earthquake in Costa Rica, calculating synthetic records of strong movement of said earthquake using hundreds of models from different sources and selecting the source model in which the difference between the synthetic and observed records was minimal. This research further showed how a post-earthquake bridge inspection calculation model using the selected scenario fairly accurately predicted the high level of structural damage and collapse observed in 1991.

I am grateful to the Members of the RIDNAIC Editorial Commission, whose knowledge and wisdom selecting the best research works from the Caribbean and Latin American countries that contributed to the publication of this edition, significantly contributing to reduce the vulnerability of the infrastructure to the phenomena extreme natural conditions for the well-being of humanity and the planet.

I hope that this RIDNAIC Edition meets the expectations of the scientific community in contributing to reduce the vulnerability of infrastructure to extreme natural phenomena for the well-being of humanity.

With my greatest appreciation and admiration,



Benjamín Colucci, PhD, PE, PTOE, F.ASCE, F.ITE, API, JD
President, RIDNAIC International Editorial Commission
Professor, University of Puerto Rico-Mayaguez

IMPACTO DEL CAMBIO CLIMÁTICO EN PUERTO RICO, EL CARIBE Y LAS AMÉRICAS

Ing. José Domingo Pérez Muñiz, APrI, API

Presidente, Academia Puertorriqueña de Ingeniería (APrI)

Presidente Electo, Academia Panamericana de Ingeniería (API)



El cambio climático en La Tierra afecta a la humanidad en todos los confines de Planeta. Puerto Rico, el Caribe y las Américas no son excepción a ello, aunque como otros países, regiones y continentes, el impacto no es uniforme. Las estrategias para mitigar su impacto requieren iniciativas locales, regionales e internacionales.

“El cambio climático provoca tormentas, inundaciones y sequías cada vez más graves y más frecuentes. Nuestro entorno, los recursos hídricos y la biodiversidad están sufriendo las agresiones de la contaminación, el calentamiento de los océanos, la subida del nivel del mar y el aumento constante de las temperaturas (Steiner, 2019).”

Más allá de una relación de hechos, es decir, una perspectiva factual e histórica, la evaluación del efecto del cambio climático requiere considerar los detonantes antropológicos del mismo, analizar su impacto inmediato y proyectar las consecuencias con distintos escenarios.

Si bien es cierto que individuos, grupos y naciones han ignorado el impacto de acciones que pudieran hacer insostenible la vida como la conocemos, amplios sectores de la comunidad internacional han reconocido las consecuencias catastróficas de no hacer nada y contribuir a la destrucción del planeta.

Entre las relevantes iniciativas a finales del siglo XX resaltan El Protocolo de Montreal (PNUD, 1987), acuerdo ambiental internacional que se adoptó en 1987 y fue ratificado por 33 países de América Latina y el Caribe. La meta del protocolo fue eliminar el uso de sustancias que agotan la capa de ozono (SAO) de la tierra. En este acuerdo internacional aportó de forma significativa el Premio Nobel Mario Molina Pasquel, Miembro de Honor de nuestra Academia Panamericana de Ingeniería (API).

Por otro lado, el Acuerdo de París alcanzado en el 2015 (UNFCCC, 2015), al que recientemente se reincorporó los Estados Unidos de América, impulsa limitar el calentamiento mundial a menos de 2 °C, preferiblemente a 1.5 °C, en comparación con los niveles preindustriales. Para ello, se proponen limitar el máximo de las emisiones de gases de efecto invernadero lo antes posible para lograr un planeta con clima neutro para mediados de siglo. El Acuerdo de París es un hito en el proceso multilateral del cambio climático porque, por primera vez, un acuerdo vinculante hace que todos los países se unan en causa común para emprender esfuerzos ambiciosos para combatir el cambio climático y adaptarse a sus efectos.

En el ámbito nacional, para noviembre de 2010, en Puerto Rico se constituyó el Consejo del Cambio Climático de Puerto Rico (CCCPR) con el objetivo de evaluar la vulnerabilidad de Puerto Rico y recomendar estrategias de respuesta a los cambios (CCCPR, 2013).

Al utilizarse el término “cambio climático” con frecuencia se entiende que los cambios que se registran son algo nuevo y en consecuencia que la preocupación de los expertos internacionales emana por el cambio en sí mismo. Esto es un problema de percepción. El clima de la Tierra ha evolucionado o cambiado a través de las eras y el cambio es inexorable.

Al igual que en el resto del mundo, el archipiélago de Puerto Rico, el Caribe y las Américas, observan cambios en el clima y en el sistema climático en su conjunto (CCCPR, 2013; IPCC, 2021). Muchos de los

cambios observados en el clima no tienen precedentes en miles, sino en cientos de miles de años, y algunos de los cambios que se están produciendo, como el aumento continuo del nivel del mar, no se podrán revertir hasta dentro de varios siglos o milenios.

Para tener una idea de la magnitud de cuanto es el impacto económico del cambio climático en Las Américas pudiera considerarse que, según datos de la Administración Nacional Oceánica y Atmosférica, NOAA por sus siglas en inglés, desde 1980, los Estados Unidos de América han sufrido 308 desastres climáticos que individualmente, han causado daños por más de un billón de dólares cada uno, y que el costo de dichos desastres ha representado a la economía de dicho país por de dichos desastres ha excedido los dos trillones de dólares (NOAA, 2021).

Durante el último siglo se han registrado incrementos en la temperatura atmosférica y en la superficie del mar, algo que ha incrementado en las pasadas décadas, por múltiples factores. Como dato concreto, encontramos que, en distintos sectores de Puerto Rico, en pleno otoño, se observan índices de calor que exceden los 40°C (ENDI, 2021). Anticipándose que el calentamiento global registre un incremento de 1.5°C durante las próximas décadas en el Caribe y las regiones subtropicales de las Américas deberemos prepararnos para olas de calor más extensas que incidirán en las actividades cotidianas, la salud que incluso podrán reflejarse en nuestro estado de humor.

Como consecuencia del calentamiento global, también se han registrado incrementos en los niveles de la acidificación de mares y océanos. Dichos cambios tienen efectos significativos en el litoral costero, las playas, la infraestructura que ubica en las costas, así como en las propiedades privadas. El impacto de esto afecta de una forma u otra, en mayor o menor grado toda actividad socioeconómica. El aumento en los niveles de acidificación del océano no solo impacta la vida marina y la cadena alimentaria si no que, al causar la pérdida o degradación de los hábitats de los arrecifes de coral, hace más vulnerables las estructuras costeras al impacto de las marejadas. Los fenómenos relacionados con el nivel del mar extremo que antiguamente se producían una vez cada 100 años podrían registrarse con una frecuencia anual a finales de este siglo (IPCC, 2021).

Otro dato significativo es como se han afectado los patrones de lluvia y la intensidad de los eventos climatológicos. Los nuevos patrones difieren de las tendencias históricas en cuanto a frecuencia, distribución geográfica y otras consideraciones. En particular destaca el registro de lluvias en “temporadas de seca” y en consecuencia como se registran inundaciones con mayor frecuencia a lo largo del año en áreas urbanas como rurales. Los niveles intensos de precipitación pueden aumentar en frecuencia e intensidad debido a un escenario climático más cálido. Esto es así, en alguna medida, por la capacidad del aire más caliente de almacenar vapor de agua.

Los análisis de los datos de los mareógrafos que se encuentran ubicados en las costas de Puerto Rico han registrado incrementos del orden de 1.4 mm/año, lo cual se espera que continúe y se acelere. Esta aceleración concuerda con los datos de altimetría satelital disponibles desde 1993, aunque no en la misma magnitud de los 6 mm observados entre 1970 y 2009 en el área del Noreste de los Estados Unidos de América. Al combinar modelos climáticos con datos paleo-climáticos, se ha estimado un incremento de nivel del mar de 2.0 metros al 2100, con un estimado más probable de que el aumento sea de 0.8 metros. Con dichos datos el Consejo de Cambio Climático de Puerto Rico había determinado que el incremento del nivel del mar alrededor Puerto Rico pudiera incrementar al menos 40 centímetros para el 2100.

Los datos del Informe del Consejo de Cambio Climático de Puerto Rico del 2013 fueron reiterados por Ernesto L. Díaz, director del Programa de Manejo de la Zona Costaneras del Departamento de Recursos Naturales y Ambientales de Puerto Rico en una reciente alocución cuando afirmó que se ha evidenciado que anualmente ocurre un aumento de 1.65 milímetros al norte del País y 1.35 al sur. “Si tomamos los datos más recientes el aumento promedio anual sobrepasa los 3 milímetros anuales lo que evidencia la aceleración del incremento” (CCCPR, 2021).

Debido a las variables y la incertidumbre en el sistema, el incremento del nivel del mar debe proyectarse en varios rangos, en lugar de utilizar sólo el estimado más conservador y así poder planificar para distintos escenarios. Utilizando esta información y las proyecciones de incrementos futuros del nivel del mar, el Consejo de Cambio Climático de Puerto Rico ha recomendado planificar para un incremento en el nivel del mar de entre 0.5 y 1.0 metros para el 2100 (CCCPR, 2013).

Los escenarios proyectados presentan nuevos retos para planificadores e ingenieros que acarrearán altos costos para la sociedad. Los niveles más altos de mares y océanos requerirán reemplazar estructuras e infraestructuras en las áreas costeras y asegurar que el diseño contemple como ordinarios eventos cuya frecuencia solía ocurrir cada cien años. Las marejadas y el oleaje estarán penetrando las costas más tierra adentro afectando un número mayor de propiedades e infraestructura.

El impacto en la planificación del desarrollo de la infraestructura pública y privada, así como la de todos los sectores productivos como industria, turismo, recursos de agua, energía y demás sistemas socioeconómicos resulta insoslayable.

El visualizar los costos de la reconstrucción de los desarrollos y la infraestructura vulnerable requiere tomar conciencia de cómo se generarán los fondos para lograrlo y más aún, como proponemos, crear conciencia de que, al igual que allegamos recursos a la investigación y desarrollo, tenemos que invertir recursos públicos y privados para mitigar cuanto incide en el Cambio Climático. Los beneficios de esta propuesta se avalan en un estudio del Instituto Nacional de Ciencias de Edificación, NIBS por sus siglas en inglés, en el que se concluye que por cada dólar de inversión para evitar o mitigar el Cambio Climático, podrían economizarse de cuatro a siete dólares daños causados por eventos climáticos externos.

Por otro lado, aunque, la mayor parte de los modelos confeccionados por el del Grupo Intergubernamental de Expertos sobre el Cambio proyectan una disminución en la precipitación anual para la región del Caribe, también se anticipan incrementos puntuales para los meses de diciembre, enero y febrero. En consecuencia, aunque se anticipen reducciones en la precipitación pluvial para algunas áreas, las variaciones en la intensidad de los eventos requerirán de modificaciones a la infraestructura que permita disponer de mayores volúmenes en menos tiempo.

Toda vez que al mencionarse cambio climático de inmediato suelen aflorar las imágenes del Huracán María de septiembre de 2017 en la mente de todos los puertorriqueños, como las de Katrina para los estadounidenses y tantas otras en el resto de Las Américas, optamos por abordar este fenómeno climatológico con prioridad inversa. No por ello resulta menos relevante el incremento observado en los Índices de Disipación de Energía que combina la intensidad de las tormentas, la duración y frecuencia.

El incremento en los Índices de Disipación de Energía desde la década del setenta ha sido sustancial, habiendo sido considerable ya desde las décadas de 1950 y 60. Este índice está asociado al aumento de las temperaturas superficiales del Océano Atlántico, aumentos sobre los cuales se ha abordado con anterioridad. A pesar de la incertidumbre de los datos en la primera parte del registro histórico desde el siglo XVI, desde el uso de satélites en 1965, se han documentado las fluctuaciones en el número de tormentas tropicales y huracanes de década en década y el incremento de intensidad o índice de Disipación de Energía (CCCPR, 2013).

Las pinceladas expuestas sobre el cuadro que se pinta en el lienzo que representan el archipiélago de Puerto Rico, el Caribe y Las Américas presentan un cuadro para reflexionar y actuar. Sin entrar en las proyecciones apocalípticas del impacto del cambio climático en la humanidad, se requiere invertir algo para ahorrar mucho, si por más nada, para al menos preservar un entorno saludable con una calidad de vida razonable. Según un informe de la Agencia de Protección Ambiental de los Estados Unidos (EPA, por sus siglas en inglés), por cada dólar de inversión en medidas de protección al clima se pueden evitar hasta treinta dólares de gastos relacionados a la salud debido a la contaminación ambiental (EPA, 2021).

REFERENCIAS

- Steiner, Achim. 2019. *El PNUD, Alemania, el Reino Unido y el Foro de Desarrollo de Seguros anuncia compromisos para incrementar la cobertura de seguros en países expuestos al clima*, Programa de las Naciones Unidas para el Desarrollo. https://www1.undp.org/content/undp/es/home/news-centre/news/2019/UNDP_Germany_UK_and_IDF_announce_commitments_to_increase_insurance_protection_in_climate_exposed_countries.html
- “United Nations Framework Convention on Climate Change (UNFCCC)”. 2015. *El Acuerdo de París*. https://unfccc.int/files/meetings/paris_nov_2015/application/pdf/paris_agreement_spanish_.pdf
- Programa de las Naciones Unidas para el Desarrollo (PNUD). 1987. *Protocolo de Montreal*. <https://www1.undp.org/content/undp/es/home/sustainable-development/environment-and-natural-capital/montreal-protocol.html>
- Panel Intergubernamental sobre el Cambio Climático (IPCC). 2021. *Cambio Climático 2021: Bases físicas, Contribución del Grupo de Trabajo I al Sexto Informe de Evaluación del Grupo Intergubernamental de Expertos sobre el Cambio Climático*. <https://www.ipcc.ch/report/ar6/wg1/>
- National Oceanic and Atmospheric Administration (NOAA). Centers for Environmental Information. 2021. *Billion-Dollar Weather and Climate Disasters: Overview*. <https://www.ncdc.noaa.gov/billions/>
- ENDI. 2021. *El índice de calor alcanzaría los 105 grados Fahrenheit en zonas urbanas costeras*. El Nuevo Día. <https://www.elnuevodia.com/noticias/el-tiempo/notas/el-indice-de-calor-alcanzaria-los-105-grados-fahrenheit-en-zonas-urbanas-y-costeras/>
- Consejo de Cambio Climático de Puerto Rico (CCCPR). 2021. *Expertos discuten efectos de cambio climático en la isla*. <https://www.drna.pr.gov/noticias/expertos-discuten-efectos-de-cambio-climaticos-en-la-isla/>
- Consejo de Cambio Climático de Puerto Rico (CCCPR). 2013. *Resumen Ejecutivo, Estado del Clima de Puerto Rico 2010-2013: Evaluación de vulnerabilidades socio-ecológicas en un clima cambiante*. [https://research.fit.edu/media/site-specific/researchfitedu/coast-climate-adaptation-library/latin-america-and-caribbean/puerto-rico-usvi-bvi/PRCCC.--2013.--Assessing-Social-ecological-Impacts-PR-CC.--\[ESP\].pdf](https://research.fit.edu/media/site-specific/researchfitedu/coast-climate-adaptation-library/latin-america-and-caribbean/puerto-rico-usvi-bvi/PRCCC.--2013.--Assessing-Social-ecological-Impacts-PR-CC.--[ESP].pdf)
- United States Environmental Protection Agency (EPA). 2021. *Climate Adaptation Action Plan*. <https://www.sustainability.gov/pdfs/epa-2021-cap.pdf>

IMPACT OF CLIMATE CHANGE IN PUERTO RICO, THE CARIBBEAN AND THE AMERICAS

Eng. José Domingo Pérez Muñiz, APrI, PAE
President, Puerto Rican Academy of Engineering (APrI)
President Elect, Pan-American Academy of Engineering (PAE)



Climate change on Earth affects humanity at all ends of the planet. Puerto Rico archipelago, the Caribbean and the Americas are no exception to this, although like other countries, regions and continents, the impact is not uniform. Strategies to mitigate its impact require local, regional and international initiatives.

“Climate change causes increasingly severe and frequent storms, floods and droughts. Our environment, water resources and biodiversity are suffering the aggressions of pollution, warming oceans, rising sea levels and constantly rising temperatures (Steiner, 2019).”

The evaluation of the effect of climate change - beyond a list of facts, a factual and historical perspective - requires considering its anthropological triggers, analyzing its immediate impact and projecting the consequences with different scenarios. While it is true that individuals, groups and nations have ignored the impact of actions that could make life as we know it unsustainable, broad sectors of the international community have recognized the catastrophic consequences of doing nothing and contributing to the destruction of the planet.

Among the relevant initiatives at the end of the 20th century, the Montreal Protocol stands out (PNUD, 1987), an international environmental agreement that was adopted in 1987, including 33 countries in Latin America and the Caribbean. The goal of the Montreal Protocol was to eliminate ozone-depleting substances (ODS) that destroy the earth's protective ozone layer. In this international agreement, Mario Molina Pasquel, the Nobel Prize winner and Honorary Member of the Pan-American Academy of Engineering (PAE) contributed in a significant way.

On the other hand, the Paris Agreement, that was ratified in 2015 (UNFCCC, 2015) to which the United States of America recently rejoined, calls for limiting global warming to less than 2 °C, preferably 1.5 °C, compared to pre-industrial levels. The countries that signed the Paris Agreement propose to limit the maximum of greenhouse gas emissions as soon as possible to achieve a climate-neutral planet by mid-century. This Agreement is a milestone in the multilateral climate change process because, for the first time, a binding agreement brings all countries together in common cause to undertake ambitious efforts to combat climate change and adapt to its effects.

At the national level, in November 2010, the Puerto Rico Climate Change Council (CCCPR) was formed in Puerto Rico with the objective of evaluating Puerto Rico's vulnerability and recommending strategies to respond to changes (CCCPR, 2013).

The use of the term "climate change" is often understood that the changes that are registered are something new and consequently that the concern of international experts emanates from the change itself. This is a perception problem. Earth's climate has evolved or changed through the ages and change is inexorable.

As in the rest of the world, in Puerto Rico archipelago, the Caribbean and the Americas, they observed changes in the climate and in the climate system as a whole (CCCPR, 2013; IPCC, 2021). Many of the observed changes in climate are unprecedented in thousands, but hundreds of thousands of years, and some of the changes that are already taking place, such as continued sea level rise, will not be reversible for several weeks' centuries or millennia.

To get an idea of the magnitude of the economic impact of climate change in the Americas, it could be considered that, according to data from the National Oceanic and Atmospheric Administration (NOAA), since 1980, the United States of America has suffered 308 climatic disasters that individually, have caused damages for more than one trillion dollars each and that the cost of said disasters has represented the economy of said country due to said disasters has exceeded two trillion dollars (NOAA, 2021).

During the last century, there have been increases in the atmospheric temperature and in the sea surface, something that has increased in the past decades, due to multiple factors. Specifically, in different sectors of the Puerto Rico archipelago, in the middle of autumn, heat indices that exceed 40°C are observed (ENDI, 2021). Anticipating that global warming will register an increase of 1.5°C during the next decades in the Caribbean and the subtropical regions of the Americas, our Pan-American countries must prepare for more extensive heat waves that will affect daily activities, health that may even be reflected in our state in the mood.

As a consequence of global warming, there have also been increases in the levels of acidification of seas and oceans. These changes have significant effects on the coastline, the beaches, the infrastructure located on the coasts, as well as on private properties. The impact of this affects in one way or another, to a greater or lesser degree all socioeconomic activity. Increasing levels of ocean acidification not only impact marine life and the food chain, but by causing the loss or degradation of coral reef habitats, it makes coastal structures more vulnerable to the impact of storm surges. Extreme sea level events that formerly occurred once every 100 years could be recorded annually by the end of this century (IPCC, 2021).

Another significant piece of information is how rainfall patterns and the intensity of weather events have been affected. The new patterns differ from historical trends in frequency, geographic distribution, and other considerations. In particular, the record of rainfall in “dry seasons” stands out and consequently how floods are recorded more frequently throughout the year in urban and rural areas. Intense levels of precipitation can increase in frequency and intensity due to a warmer climate scenario. This is so, to some extent, because of the warmer air's ability to store water vapor.

The analyzes of the data from the tide gauges located in the archipelago Puerto Rico have registered increases of at least 1.4 mm / year, which is expected to continue and accelerate. This acceleration is consistent with satellite altimetry data available since 1993, although not in the same magnitude as the 6 mm observed between 1970 and 2009 in the Northeast area of the United States of America. By combining climate models with paleo-climatic data, a sea level rise of 2.0 meters has been estimated by 2100, with a more likely estimate that the rise will be 0.8 meters. The Puerto Rico Climate Change Council with these pertinent data, had determined that the rise in sea level around the Puerto Rico archipelago could increase by at least 40 centimeters by 2100.

The data from the 2013 Puerto Rico Climate Change Council Report was validated, Ernesto L. Díaz, director of the Coastal Zone Management Program of the Puerto Rico Department of Natural and Environmental Resources in a recent speech when he stated that it has been evidenced that annually there is an increase of 1.65 millimeters to the north of the country and 1.35 to the south. "If we take the most recent data, the average annual increase exceeds 3 millimeters per year, which shows the acceleration of the increase (CCCPR, 2013; IPCC, 2021)."

Due to the variables and the uncertainty in the system, the rise in sea level must be projected in various ranges and thus be able to plan for different scenarios, instead of using only the most conservative estimate. Using this information and projections of future sea level increases, the Puerto Rico Climate Change Council has recommended planning for a 0.5-to-1.0-meter rise in sea level by 2100 (CCPR, 2013; IPCC, 2021).

The projected scenarios present new challenges for planners and engineers with high costs for society. Higher levels of seas and oceans will require replacing structures and infrastructures in coastal areas and ensuring that the design considers as ordinary events whose frequency used to occur every hundred years. The swells and waves will be penetrating the coasts further inland, affecting a greater number of properties and infrastructure.

The impact on the planning of the development of public and private infrastructure, as well as that of all productive sectors such as industry, tourism, water resources, energy and other socioeconomic systems is unavoidable.

Visualizing the costs of rebuilding developments and vulnerable infrastructure requires being aware of how the funds will be generated to achieve it and even more, as we propose, creating awareness that just as we allocate resources to research and development, we have to invest public and private resources to mitigate what affects Climate Change. The benefits of this proposal are endorsed in a study by the National Institute of Building Sciences (NIBS), which concludes that for every dollar of investment to avoid or mitigate Climate Change, four to seven could be saved dollars damages caused by external climatic events (IPCC, 2021).

On the other hand, although most of the models prepared by the Intergovernmental Group of Experts on Change project a decrease in annual precipitation for the Caribbean region, specific increases are also anticipated for the months of December, January and February. Consequently, although reductions in rainfall are anticipated for some areas, variations in the intensity of events will require modifications to the infrastructure that allow for greater volumes in less time. When climate change is mentioned, the images of Hurricane María in September 2017 tend to surface immediately in the minds of all Puerto Ricans, like Katrina for Americans and so many others in the rest of the Americas, I choose to address this weather phenomenon with priority reverse. No less relevant for this is the observed increase in the Energy Dissipation Indices which combines the intensity of the storms, the duration and the frequency.

The increase in the Energy Dissipation Indices since the 1970s has been substantial, having been considerable since the 1950s and 1960s. This index is associated with the increase in surface temperatures of the Atlantic Ocean, increases over which it has been addressed previously. Despite the uncertainty of the data in the first part of the historical record since the sixteenth century, since the use of satellites in 1965, fluctuations in the number of tropical storms and hurricanes from decade to decade and the increase in intensity have been documented or Energy Dissipation Index.

The brushstrokes exposed on the picture that is painted on the canvas that represent Puerto Rico, the Caribbean and the Americas present a picture to reflect and act on. Without going into the apocalyptic projections of the impact of Climate Change on humanity, it is necessary to invest something to save a lot, if nothing else, to at least preserve a healthy environment with a reasonable quality of life. According to a report by the US Environmental Protection Agency (EPA) for every dollar of investment in climate protection measures, up to thirty dollars of health-related expenses can be avoided due to environmental pollution (EPA, 2021).

REFERENCES

- Steiner, Achim. 2019. *El PNUD, Alemania, el Reino Unido y el Foro de Desarrollo de Seguros anuncia compromisos para incrementar la cobertura de seguros en países expuestos al clima*, Programa de la Naciones Unidas para el Desarrollo. https://www1.undp.org/content/undp/es/home/news-centre/news/2019/UNDP_Germany_UK_and_IDF_announce_commitments_to_increase_insurance_protection_in_climate_exposed_countries.html
- United Nations Framework Convention on Climate Change (UNFCCC). 2015. *El Acuerdo de París*. https://unfccc.int/files/meetings/paris_nov_2015/application/pdf/paris_agreement_spanish_.pdf

- Programa de las Naciones Unidas para el Desarrollo (PNUD). 1987. *Protocolo de Montreal*. <https://www1.undp.org/content/undp/es/home/sustainable-development/environment-and-natural-capital/montreal-protocol.html>
- Panel Intergubernamental sobre el Cambio Climático (IPCC). 2021. *Cambio Climático 2021: Bases físicas, Contribución del Grupo de Trabajo I al Sexto Informe de Evaluación del Grupo Intergubernamental de Expertos sobre el Cambio Climático*. <https://www.ipcc.ch/report/ar6/wg1/>
- National Oceanic and Atmospheric Administration (NOAA). Centers for Environmental Information. 2021. *Billion-Dollar Weather and Climate Disasters: Overview*. <https://www.ncdc.noaa.gov/billions/>
- ENDI. 2021. *El índice de calor alcanzaría los 105 grados Fahrenheit en zonas urbanas costeras*. El Nuevo Día. <https://www.elnuevodia.com/noticias/el-tiempo/notas/el-indice-de-calor-alcanzaria-los-105-grados-fahrenheit-en-zonas-urbanas-y-costeras/>
- Consejo de Cambio Climático de Puerto Rico (CCCPR). 2021. *Expertos discuten efectos de cambio climático en la isla*. <https://www.drna.pr.gov/noticias/expertos-discuten-efectos-de-cambio-climaticos-en-la-isla/>
- Consejo de Cambio Climático de Puerto Rico (CCCPR). 2013. *Resumen Ejecutivo, Estado del Clima de Puerto Rico 2010-2013: Evaluación de vulnerabilidades socio-ecológicas en un clima cambiante*. [https://research.fit.edu/media/site-specific/researchfitedu/coast-climate-adaptation-library/latin-america-and-caribbean/puerto-rico-usvi-bvi/PRCCC.--2013.--Assessing-Social-ecological-Impacts-PR-CC.--\[ESP\].pdf](https://research.fit.edu/media/site-specific/researchfitedu/coast-climate-adaptation-library/latin-america-and-caribbean/puerto-rico-usvi-bvi/PRCCC.--2013.--Assessing-Social-ecological-Impacts-PR-CC.--[ESP].pdf)
- United States Environmental Protection Agency (EPA). 2021. *Climate Adaptation Action Plan*. <https://www.sustainability.gov/pdfs/epa-2021-cap.pdf>

FAILURE ANALYSIS OF THE ARECIBO OBSERVATORY M4N AUXILIARY CABLE¹

Gregory J. Harrigan², Vinay K. Goyal³, Pavel F. Babuska⁴, Nathan Trepal⁵

ABSTRACT: Structural and forensic analysis concluded that the Arecibo Observatory M4N socket joint failure in August 2020 was due to a socket joint design with insufficient design criteria that did not explicitly consider socket constituent stress margins or time-dependent damage mechanisms. The socket attachment design was found to have an initially low structural margin with a finite service life, notably in the outer socket wires, which degraded primarily due to long-term zinc creep effects that were activated by long-term sustained loading and exacerbated by cyclic loading. Additionally, HAC and wire defects were found in a few outer wires that may also have contributed to initial outer wire failures. The design did not explicitly consider the time-dependent effects of creep and cyclic loading on design capability, account for a worst-case build condition traceable to in-service inspection of features (e.g., zinc creep/extrusion), specify an end-of-life capability requirement associated with service life degradation, or explicitly set service life inspection intervals with pass/fail inspection criteria. In-service inspections showed evidence of progressive zinc extrusion on several Arecibo sockets, which in hindsight were evidence of cumulative damage and effectively a missed opportunity to prevent cable failure. Open spelter sockets of this type are used throughout industry in stay cables. The following recommendations are proposed to prevent failures of similar socket joints: (1) Verification of positive stress margins in socket joint wires for all failure modes, (2) Periodic visual inspections with acceptance criteria for zinc extrusion that are tied to structural qualification, (3) Revisiting civil codes and industry standards based on lessons learned from this analysis.

Keywords: Arecibo Observatory, auxiliary cable, collapse, creep, fatigue, structural socket design

ANÁLISIS DE FALLO DEL CABLE AUXILIAR M4N DEL OBSERVATORIO DE ARECIBO

RESUMEN: Análisis estructurales e investigaciones forenses concluyeron que la falla del cable auxiliar del Observatorio de Arecibo en agosto del 2020 fue por causa de un diseño insuficiente que no consideró los márgenes de seguridad estructurales del cable o los mecanismos de daño que pueden ocurrir cuando una carga sostenida actúa en un cable por un tiempo largo. Se encontró que el diseño de la conexión del enchufe tenía un margen de seguridad inicialmente bajo, en particular en los cables del enchufe exterior, que se degradaba principalmente por la deformación excesiva del zinc que ocurrió a causa de la carga sostenida y que se agravó por la carga cíclica. Además, se encontraron defectos en algunos cables externos que también pudieron haber contribuido a las fallas iniciales de estos cables. En el diseño inicial no se establecieron los intervalos de inspección de la vida útil con criterios de inspección para reparaciones. La verificación no consideró casos extremos donde la construcción del cable no fue óptima. Las inspecciones de servicio mostraron evidencia de extrusión progresiva del zinc en varios enchufes del observatorio, que en retrospectiva eran evidencia de daño acumulativo y, en efecto, una oportunidad perdida para prevenir la falla del cable. Los enchufes de este tipo se utilizan en toda la industria. Se proponen las siguientes recomendaciones para prevenir fallas de juntas de enchufe similares: (1) Deben verificarse los márgenes estructurales de tensión en todos los cables, (2) Deben implementarse inspecciones visuales periódicas ligadas a la calificación estructural con un criterio de aceptación para la extrusión del zinc en el enchufe, (3) Deben revisarse los códigos civiles y estándares de la industria a base de las lecciones aprendidas en este análisis.

Palabras claves: Observatorio de Arecibo, cable auxiliar, colapso, fluencia, fatiga, diseño de enchufes estructurales

¹Article received on September 9, 2021 and accepted for publication on October 28, 2021.

²Assistant Principal Engineer, NASA Engineering Safety Center. Email: gregory.harrigan@nasa.gov

³Principal Engineer, The Aerospace Corporation. Email: vinay.k.goyal@aero.org

⁴Senior Member of the Technical Staff, The Aerospace Corporation. Email: pavel.babuska@aero.org

⁵Senior Material Scientist, NASA Kennedy Space Center Engineering. Email: nathan.trepal@nasa.gov

INTRODUCTION

The Arecibo Observatory is a radio astronomy, solar system radar, and atmospheric physics facility that was constructed in 1963 and periodically upgraded. In the 1990s, the structure underwent a major upgrade to include auxiliary main cables and extra backstay cables to increase the capability of the feed platform to support a much larger instrument and suspended platform structure called the Gregorian Dome. The observatory structural elements consist of three towers spaced 120 degrees apart that supported main, auxiliary, and backstay cables to keep the receiver platform and instrument supported and controlled with extreme precision. After the upgrades in the 1990s, each tower received another pair of 3.25-inch auxiliary main cables and two additional 3.625-inch backstay cables to support the upgraded mass. An open spelter socket termination was used on the tower end of the cable, while slightly different termination types were used on the feed platform side.

Sequence of Failure Events: First Cable Failure to Observatory Collapse

In the middle of the night on August 10, 2020, an auxiliary main cable (denoted Aux M4N) failed and pulled free from the North side of Tower 4 during normal observatory operations. On November 6, 2020, one of the four original main cables of Tower 4 failed. This second cable failure differed from the Aux M4N failure in that it was one of the original main cables, which employed a different structural strand construction and a different cable termination type. On December 1, 2020, a second original main cable failed, causing a chain reaction of failures and load imbalances in the observatory suspension cable system that led to the total collapse of the observatory and supporting tower segments. A previous investigation reflected upon the collapse of the Observatory (Morales, *et al.*, 2020).

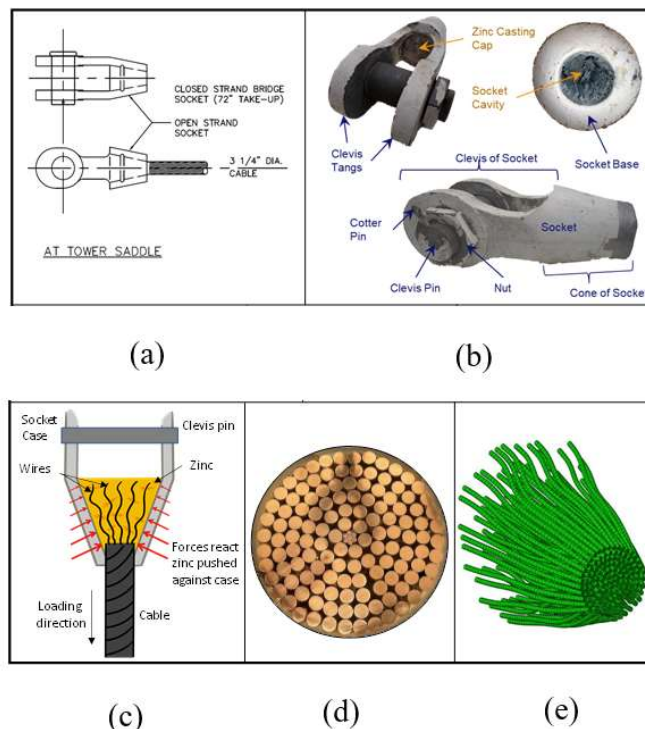


Figure 1: (a) Open spelter socket drawing, (b) socket terminology, (c) Aux M4N broomed wire reconstruction, (d) 1 × 127 structural strand cross section, and (e) cable-socket interface detail sketch.

Overview of the Cable - Open Spelter Socket Joint

This failure analysis focused on the Aux M4N cable failure, which was manufactured by Wire rope Works, Inc. (Wire rope Works, Inc., 2021) in 1993, since it instigated the chain of events leading to the collapse of the Observatory. The cable failed near the joint where the cable connects with the open spelter socket, Figure 1(a). Specifically, the Aux M4N structural strand follows a 1×127 construction and consists of 126 individual 0.25-inch diameter wires wrapped around a single, seven-wire strand in six concentric rings with a pattern of 6, 12, 18, 24, 30, and 36 wires. Zinc spelter socket joints are terminations in stay cables used throughout industry that transfer loads between adjacent structures. Terminations consist of stay cable wires that are unraveled, broomed, and then embedded/bonded into a zinc casting inside a conical volume. Cable tension wedges the zinc material against the slanted conical surface, which then develops a large compression zone within the zinc such that if a failure were to occur it is expected to be outside the socket joint in the cable span. This type of open spelter socket joint is extensively used in structural applications because it is highly efficient and reliable.

Cable tensions from observatory dead load, operational loads, and survival transients are transmitted to the socket termination through the 126 individually broomed wires that are held in place by the cast zinc spelter within the steel open socket conical volume, Figure 1. The zinc that fills the socket cavity is bonded to the wires, and this bond creates an efficient load transfer among the wires within the socket. A special characteristic of the socket termination is that the combination of zinc plasticity and the conical volume forces a “squeezing” effect to occur around the broomed wire bundle in the narrow part of the socket. The high confining pressures experienced at the outlet of the socket keep the broomed wires from pulling out of the zinc and allow the failure to occur in the cable outside the socket, thus developing the cited 100% efficiency termination. These physics were confirmed using finite element (FE) models.

Table 1: Major categories of the fishbone failure diagram.

1. Design	2. Loads/Environments	3. Build Variability
a. Insufficient Design Criteria	a. Improper Nominal Loads Characterization	a. Zinc Spelter
b. Material Incompatibility	b. Improper Survival Loads Characterization	b. Wires
c. Insufficient Qualification	c. Improper Moisture Environment Characterization	c. Wire Brooming
d. Insufficient Acceptance Criteria		d. Socket Casing
e. Insufficient Inspection Criteria		e. Poor Wire/Zinc Bond
4. Environmental Assisted Degradation	5. Failure Mechanisms	
a. Corrosion	a. Fatigue	
b. Hydrogen-assisted Cracking	b. Creep	
c. Stress Corrosion Cracking	c. Strength	

FORENSIC AND STRUCTURAL FAILURE ANALYSIS

A best-effort systematic fishbone was developed to evaluate supporting and refuting evidence for each potential causal factor of the M4N Auxiliary main cable (Harrigan *et al.*, 2021). Cause and effect hypotheses were developed for each factor and evaluated for credibility using supporting/refuting evidence. Rating criteria used by the team assigned a credibility rating and a contribution level based on a weighing of evidence. The credibility rating and a severity of contribution were used to rank potential factors and develop credible failure scenarios. Table 1, shows the scenario matrix that was developed from the fishbone dispositions and prioritized based on the credibility rating. This matrix was used to develop a likely progression of failure and most probable contributing factors and considered the following factors: (1) Design, (2) Loads and Environments, (3) Build Variability, (4) Environmental Assisted Degradation, and (5) Failure Mechanisms.

Forensic Failure Analysis

A forensic analysis for the Aux M4N socket, clevis pin, and cable end was conducted in collaboration with Wiss, Janney, Elstner Associates, Inc. (WJE). Evidence was protected from further degradation to the extent feasible while at Arecibo and through transportation to Kennedy Space Center (KSC) for further laboratory analysis. The activities included visual inspection and chemical analysis, followed by nondestructive analysis, which included radiography and magnetic particle inspections, metrology, and three-dimensional (3D) laser scanning. 3D laser scanning was performed prior to sectioning and after each sectioning step to improve the surface topography captured from within the socket. 3D prints were made as forensic support aids from the 3D laser scans. Visual examination revealed that the ultimate separation of the cable connection occurred via fracture of some of the wires within the socket cone and the zinc casting itself.

The socket was dissected, first longitudinally into left and right halves, followed by transverse cuts in each half starting from the casting cap side of the socket halves and moving toward the wire fractures near the socket base, Figure 2. During the sectioning process, areas of interest were analyzed and/or sectioned off for further microscopy. The zinc casting was analyzed by metallography, and the wire fractures were extracted from the zinc for fractography. Lastly, material testing was performed on socket and virgin material to characterize mechanical and metallurgical properties.

The wire fracture surfaces embedded in the socket zinc casting were in various states of accessibility, with some protruding from the casting, some observed along the concave surfaces of the casting inner diameter, and others completely buried in zinc and not visible (where the transverse band saw cut revealed the presence of these wires within the zinc casting volume). Initially, wire fracture surface removal was attempted by mechanical means. Abrasive cutoff wheels were used to cut the slices into smaller, more manageable pieces to access the individual fractured wire ends during dissection, and to cut samples for scanning electron microscopy (SEM), mechanical testing, and metallography. Fractography analysis of the wires required removal of the zinc surrounding the wires to expose any fracture surfaces encased by the zinc because of the overall socket failure. To expose the fracture surfaces of wires for analysis, the zinc was removed via dissolution in hydrochloric acid, Figure 2. Additional sectioning of casting was performed to examine features and create test coupons for mechanical properties testing.

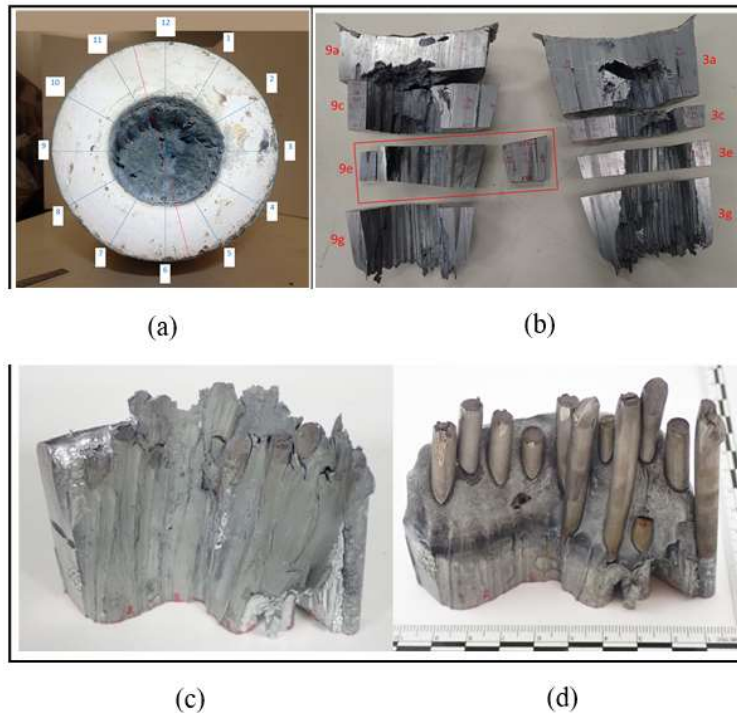


Figure 2: Sectioning plan for the socket (a), sectioned zinc (b), section of zinc with encased wires before (c) and after (d) removal of zinc via dissolution in acid.

Structural Failure Analysis

High-fidelity three-dimensional FE models of the cable termination into the M4N socket were developed using Abaqus to investigate the individual wire, zinc, and steel socket mechanics and to support the failure investigation. The models enabled sensitivity studies to understand the effects of various parameters including the degree of wire brooming, zinc material properties, and metallurgic examinations. Multiple model configurations were constructed, each containing varying levels of wire brooming, one of which represented the as-built/as-failed wire brooming specific to Aux M4N. The interfaces between the wires and zinc were modeled with a nearly infinite stiffness contact condition to enable extracting interface shear and pressure stresses. Contact modeling with friction was implemented between the zinc and the socket casing to allow for zinc “seating” within the socket. Material nonlinearity was included for the steel wires and the zinc spelter to predict the post-yield material response. Examples of the idealized wire brooming, simplified socket model, and wedge model mesh density are shown in Figure 3.

True stress-strain curves were generated and incorporated into the models based on NASA testing of the steel wire and the zinc. Stress-strain curves for the various material systems were approximated using the Ramberg-Osgood method. Pure zinc in structural socket terminations has low tension and high compression strengths, and grain sizes vary based on manufactured method and rates of cooling during casting. A high-confidence material model that accurately reflects both tension and compression response or attempts to model progressive damage is challenging. Zinc properties from material testing also exhibited significant dispersions. Different zinc nonlinear models were used in sensitivity studies to predict socket termination capability to address the uncertainty in the zinc mechanical behavior.

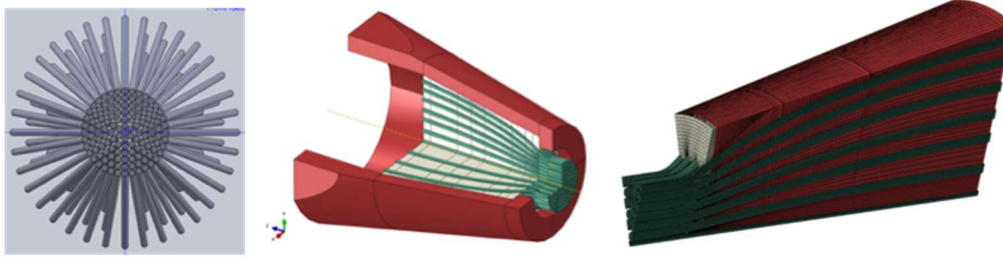


Figure 3: FE model included conical socket housing, cast zinc, and individual wires.

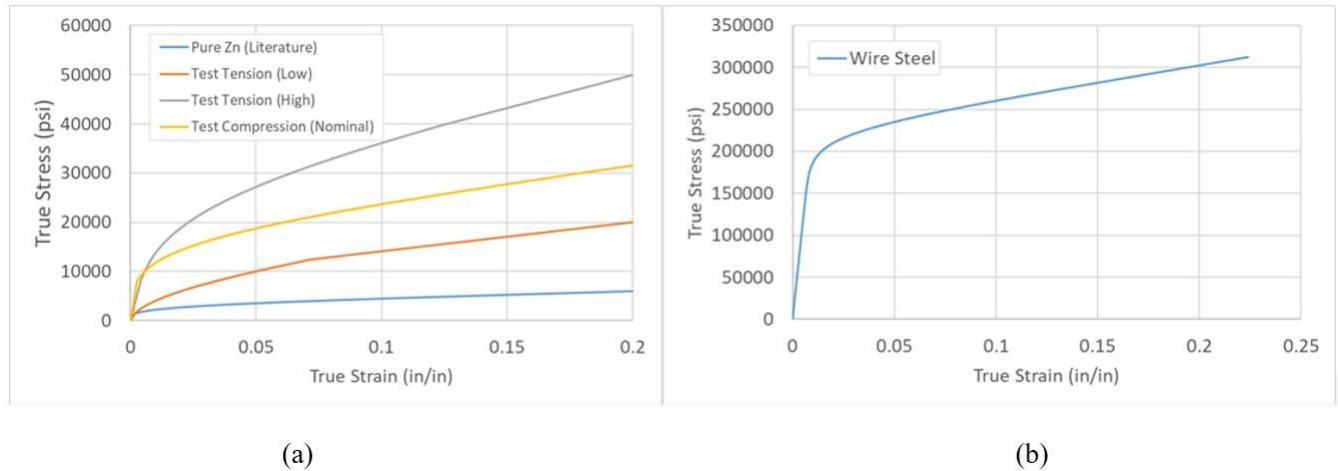


Figure 4: True stress-strain curves for the range of zinc material properties (a) and baseline steel material property (b).

FAILURE ANALYSIS RESULTS

Forensic and structural analysis were performed to assess the credibility of fishbone presented in Table 1.

Loads and Environments in Service

Improper Nominal Loads: The first load experienced by a newly manufactured socket is the socket proof test to 50% of the specified cable breaking strength. In the case of Aux M4N, this corresponds to a load of 657 kips, given the catalog rated breaking strength of 1314 kips. Regarding operational loads, the observatory drawings specified three relevant loading cable conditions for the Auxiliary main cable: (1) Condition 1: Initial tension under dead loads at 90 degrees F and includes all loads from modified central feed structure, the new Gregorian Dome, cables, loads due to raising the platform, loads due to tie-downs, and loads from wave guide supporting system. The final loads after initial erection is 602 kips. (2) Condition 2: Operational loads include all loads in Condition 1 plus 50-mph wind and 90 degrees F: 615 kips. (3) Condition 3: Operational loads include all loads in Condition 1 plus 100-mph wind and 90 degrees F: 622 kips.

WJE performed structural loads analysis and found that cable loads were affected by routine movement of the telescope and by wind loading during “survival” events. During routine operation, the movements cause loading imbalances in the cable suspension structure, while the tie-downs counter the imbalance so the auxiliary cable tensions vary only by the proportion of the additional tie-down force and auxiliary cable angles. WJE generated envelope values for each cable in this process. During “survival” conditions, the Gregorian Dome is stowed, and tie-down forces are relaxed so that the observatory receiver is free to

displace as needed with the winds. WJE's analysis predicted a maximum cable load of 720 kips (WJE, 2021), nearly 100 kips higher than the value prescribed in the drawing. Dead loads were a significant portion of the maximum cable load: (602 kips/720 kips) ~84% resulting in a design factor of safety against the 1314-kip cable breaking strength of approximately (1314 kips/720 kips) ~1.83. Finally, a proof factor of roughly 0.92 is achieved when considering a proof test of 657 kips and a survival load of 720 kips. The higher loads predicted by WJE exceeded those specified in the drawing and resulted in a lower factor of safety (1.83) and lower proof factor compared with design intent.

Improper Survival Loads: Fluctuating cable loads and corresponding load spectra due to wind oscillations from hurricanes, earthquakes, temperature fluctuations, and telescope movements was not fully characterized. When examining the three loading conditions per the drawings, loads caused by winds are a small percentage of the total cable loads based on a comparison of Load Conditions 1, 2, and 3. Strain-gage and load cell data collected over a multi-day window demonstrated that typical wind and temperature fluctuations produced small cable loads in comparison with the sustained loads from dead weight of the various Arecibo radio telescope structures. Analysis of this factor focused on whether improperly characterized survival loads (e.g., earthquake, hurricane, and extreme temperatures) caused the hardware to be used beyond its design capability. The real structural response due to wind gusts or vortex shedding during transient environments such as hurricanes is unknown and can only be qualitatively assessed as a general contributor to the accumulation of damage occurring in the socket joint. Given the high percentage of dead load compared to the total load in the cable (~84%), failure of the socket joint is largely due to accumulation of damage due to creep and accelerated by cyclic loading. The Aux M4N cable failure occurred on a day with benign wind/thermal environments and without operation of the observatory receiver. Due to the significant dead loads compared with transient loads in this design, improper characterization of survival loads was deemed a low but still notable factor in the failure event.

Improper Moisture Characterization: Failure analysis showed pervasive corrosion associated with moisture within the socket joint. Structural qualification of the cable was for a pristine configuration rather than being derated for decades of moisture exposure, corrosion, and weather events. Actions were taken over the service life to prevent observed water intrusion, indicating conditions were not adequately considered during the design process. Despite these observations, excised wire segments were found to be in-family with nominal strengths. The conclusions on corrosion within the zinc as a contributor are discussed later.

Design

Insufficient Design Criteria: FE analyses predicted significant yielding of outer wires and negative structural margins using the maximum predicted cable loads of 720 kips predicted by WJE. Even using an applied load of 600 kips, outer wire stress predictions were in the 220 - 230 ksi range based on a range of zinc material models. With a factor of safety of unity, this corresponded to structural margins ranging from +15% to -4% when considering a range of wire ultimate strengths of 220 to 250 ksi. In aerospace applications, structures are analyzed and compared not only against the breaking strength of the joint but also for constituent stresses against their respective material strengths.

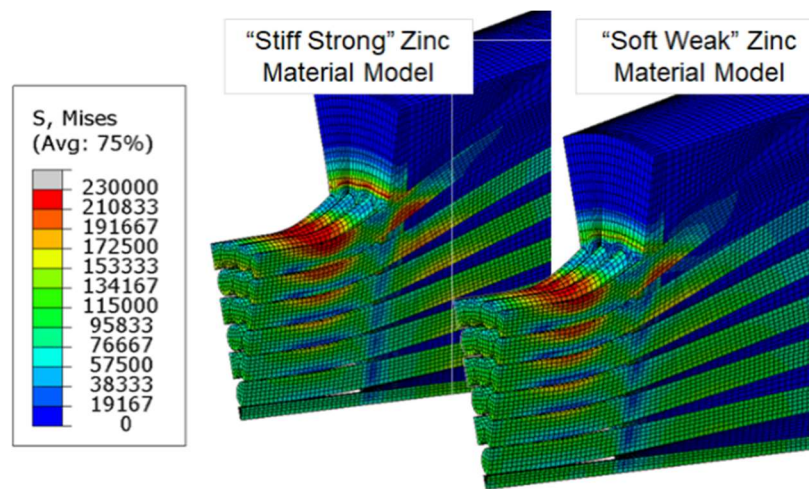


Figure 5: Outer wire stresses were near capacity regardless of zinc material model at design loads.

Based on loads alone, the effective design factor of safety was calculated as 1.83, which is lower than typical industry standards. The design upgrades involving the failed socket joint predated ASCE 19-96 (ASCE, 1996), which was the requirements document governing the design of steel cables for buildings. ASCE 19-96 was superseded by ASCE 19-10 (ASCE, 2010). While the inapplicability of ASCE 19-10 to the failed socket design is recognized, it was found that the effective design factor in this application fell short of the 2.2 specified in that standard and even those specified in international standards (Ali *et al.*, 2021). The ASCE standard also states the minimum breaking strength of cables shall always be at least twice the maximum cable design loads, including the envelope of loading combinations of cable self-weight, structure dead load, cable pre-stress forces, and live load and environmental load combinations. Consequently, given the negative structural margins and insufficient factor of safety, insufficient design criterion was identified as significant contributor to the failure event.

Insufficient Acceptance Criteria and Inspections: While the drawing did not specify acceptance criteria or characteristics for wire brooming, forensic reconstruction of the brooming (Figure 1) was found to be in-family to other socket builds. Nondestructive evaluation of the socket joint was not performed prior to service, but forensic examination of the failed socket showed dimensions to be within specifications. Defects (e.g., voids/cracks) within the zinc such as gas bubbles toward the socket back side were found (Figure 6), but analytical models with representative void geometries predicted negligible effects on the outer wire stresses near the termination. This is because the most highly stressed wires occur near the socket base and remain unaffected by the existence of voids a substantial distance away in the zinc. Further, a separate model simulated the existence of a cavity tear near the casting cap, but no changes in critical wire stress levels resulted as termination capacity is influenced significantly by the zinc in the narrow side of the conical volume but is largely unaffected by the zinc at the open end of the socket.

Inspection limitations prevent the ability to characterize defects within the zinc casting of a particular build, thus preventing the qualification test from accounting for worst-case build conditions without some other destructive process. Inspection criteria were not traceable to the qualification program, despite easily observable and measurable zinc extrusion at the socket joint base. In-service inspections conducted over the socket life showed evidence of zinc extrusion and moisture intrusion/corrosion. Records and socket failure analysis showed that corrosion mitigations were employed, and that the zinc extruded progressively between 2003 (0.5 inch) and 2019 (1 3/8 inches). Although no pass/fail criteria were known to exist, AASHTO M277-06 states that seating extrusion should be less than one-sixth of the cable diameter, or less

than 0.6 inch for the Auxiliary M4N cable that failed (Figure 6). The inspection process did not couple the qualification/design process to a pass/fail criterion to trigger a replacement.

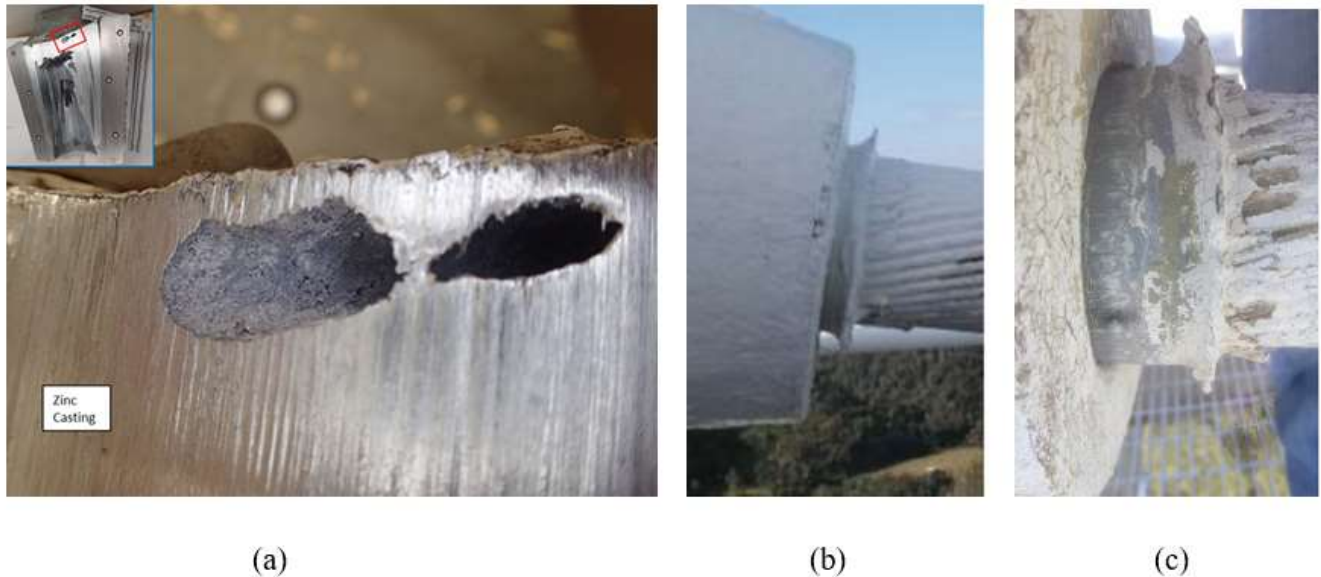


Figure 6: (a) Close-up view of a single gas bubble in zinc casting; (b) 2003 photo of aux M4N showing ~0.5-inch zinc seating extrusion; (c) 2019 photo showing ~1 3/8-inches extrusion. (WJE, 2021)

Build Variability

Wires: Independent mechanical testing of excised/recovered wire material from the Aux M4N socket showed conforming dimensions and mechanical properties. Failure analysis of the socket verified that the cross section met drawing and had the correct number of wires. At least two wires had surface defects (Figure 7) that likely contributed to wire fractures. The negative structural margins in the outer wires likely deteriorated further for those wires with surface defects, as these act as stress risers.

Socket Outer Casing: No cracks were identified from dry powder magnetic particle examination of the socket's outer cone. Finite element analysis shows large structural margins for the outer casing, and robustness to any out-of-tolerance conditions. Dimensions of the socket cone were measured during failure analysis to be within drawing dimensions. Socket joint metrology measurements differed by up to about 0.25 inch based on NASA KSC metrology measurements of the socket and pin dimensions. Variability in final dimensions was expected due to the casting process but considered acceptable based on structural analysis showing robust structural margins.

Wire Brooming: Finite element analysis showed that decreasing brooming quality leads to increased creep rates and, consequently, higher outer wire strains. Poorly broomed sockets are predicted to distribute loads unequally into the critical outer wires, decreasing the overall capability of the design. Therefore, fabrication variability of wire brooming may affect wire stress. Forensic reconstruction of the distribution of wires within the socket was found to be non-uniform (Figure 1), which is logical as the operation is manual, not controlled in uniformity by drawing, and is verified for build quality through inspection prior to spelter pour and proof testing, which the failed Aux M4N socket successfully passed prior to installation. However, wire brooming for this socket was not assessed to be out of family or atypical based on subject matter expertise experience. The likelihood of negative effects from poor fabrication/brooming propagating through the build, proof, and inspection process to in-service was deemed highly unlikely. There are no

known process escapes where a socket of this type passed proof test, but subsequently failed due to poor build/brooming quality.

Zinc Spelter: Zinc spelter dimensions conformed to the drawing. Gas bubbles, intermittent porosity, and cracks throughout the bulk zinc were found during the forensic analysis, but, the high outer wire stresses predicted by the FE analysis were not sensitive to these defects. Measured zinc mechanical properties varied significantly. Although some of this variability can be attributed to size effects of the samples excised from the socket, there was a large amount of zinc grain anisotropy. Although it was expected due to the casting process, a significant variability in mechanical properties based on grain size and orientation can be created. FE analysis, as previously mentioned, predicted negative margins of the outer wires regardless of the zinc material properties selected.

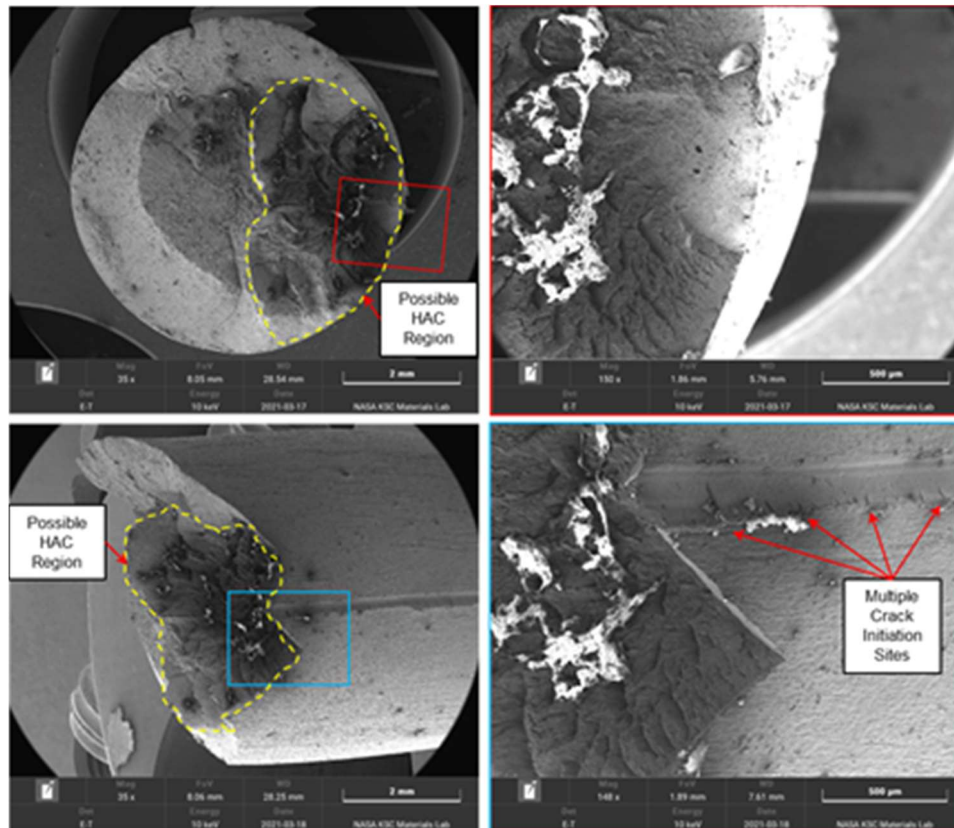


Figure 7: Scanning Electron Microscopy (SEM) images of surface defect found on a wire.

Poor Wire-Zinc Bond Strength: Fifty-six of the 126 wires fractured in the socket. The other 70 wires did not fracture; the zinc failed before these wires, coming free from the socket attached to most of these wires and the cable-end of the failed wires in a cable/zinc slug. Although 70 wires did not fracture, up to two individual outer ring wires could have pulled free of the socket joint individually due to inadequate wire/zinc bond strength. Of the wires that fractured within the socket and were mechanically removed, some exhibited zinc oxide corrosion product along their wire surfaces down to the wire fracture location, while others exhibited no corrosion with good zinc/metal adhesion along their wire surfaces near the wire fracture location. Consequently, wire-zinc bond strength was not a factor amongst the wire failures and likely not the reason those two wires were found separated from the cable/zinc slug.

Environmental Assisted Degradation

Stress Corrosion Cracking: No evidence of stress corrosion cracking was found during metallurgical studies using visual and SEM inspections. The majority of the wires exhibited a cup-cone ductile failure mode demonstrating that the wires were able to realize their ultimate tensile strengths.

Hydrogen-assisted Cracking (HAC): HAC is caused by diffused hydrogen accumulating at stress concentrations and further decreasing strength capacity of the wires and can lead to wire cracking. Forensic analysis identified three failed wires within the socket that contained evidence of progressive failure, likely HAC. One outer wire had a surface defect at the crack initiation site where the fracture surface exhibited characteristics of HAC (Figure 7). HAC can accelerate failure of a wire, especially when subject to sustained loading with negative structural margins.

Corrosion: The presence of zinc and steel in a humid environment enabled corrosion mechanisms throughout the socket. While some corrosion protective measures were put in service during the life of the socket (e.g., a mastic coating on the casting cap), these measures were put in place after corrosion had begun and were not adequately maintained to provide continued corrosion protection over the life of the socket. This resulted in pervasive quantities of corrosion product, particularly zinc oxide, throughout the socket along various identified moisture pathways. Where steel and zinc were present, heavy amounts of zinc oxide were present with trace amounts of iron oxide. This imbalance in corrosion product is largely due to the cathodic protection of the steel created by the zinc acting as a sacrificial anode in the galvanic corrosion process. The corrosion, while pervasive, was mostly limited to the upper two-thirds of the socket, nearest the casting cap. Of the wires that fractured within the socket and were mechanically removed, some exhibited zinc oxide corrosion product along their wire surfaces down to the wire fracture location, while others exhibited no corrosion, with good zinc/metal adhesion along their wire surfaces near the wire fracture location. Because of this, the forensic evaluation concluded that corrosion played a minimal role in the ultimate failure of the socket.

A finite element study indicated minimal effects on the wire stresses based on a sensitivity study of varying conditions between the socket housing and the zinc. The large compression zone that develops at this interface causes a small sensitivity of the surface conditions on the wire stresses. Analysis evaluated voids within the casting and defects near the casting cap side of the socket and found negligible effects on the maximum predicted wire stress located toward the socket base. This finding was used to assess that corroded wires protruding from the zinc outer diameter were not a factor to the progression of failure. While corrosion was found throughout the zinc, analysis showed a larger role of wire negative margins at operational loads and sustained loading due to dead loads, compared to corrosion in the zinc.

Failure Mechanisms

Strength: Of the 56 wires that failed, five were observed to have surface defects running along their lengths. Two of those defects likely influenced the fracture, and one was an initiation site for a progressive failure, probably HAC, on an outer ring wire. The shear and HAC fractured wires exhibited little to no necking. Outer ring wires that failed typically had less necking than the inner ring wires that failed.

The highest stresses were not predicted to be planar from wire to wire, rather the failure surface followed the surface of a rough spheroid, matching the stepped pattern of wire fracture locations within the socket seen from forensic examination (Figure 8). The outer wires were predicted to fail closer to the socket base cable outlet region, while the inner wires failed slightly inboard to the socket, as seen in the forensic evidence. The stress field suggested that the wires failed adjacent to the greatest confining pressure within the zinc. The zinc plastic flow and the shape of the socket create a region of confining pressure in the shape of a half spheroid, which causes the highest wire stresses adjacent to the boundary of the highest confining pressure. The red output, showing interface contact pressure (“CPRESS”) in Figure 8, reflects the area of

highest confining pressure at the zinc/wire interface, which would squeeze the individual wires and suggest the fracture location to be ahead of this region. Regions of colored stars show the different "steps" of failure in the socket. Note that the yellow shading in the top left figure in Figure 8 and the red high stress zones in the lower left figure match the shape of the failure surfaces in the right figure. Model predictions were qualitatively consistent with the observed wire failure modes from the Aux M4N socket. Forensics identified that most wires failed in cup-cone fracture, although a select number of outer wires failed in shear. Analysis shows that the inner wires are under significant confining pressure, thus increasing elongation capability and resulting in a "ductile" cup-cone failure mode.



Figure 8: Stress distribution and failure mode: (a) highest stresses were not predicted to be planar; (b) failure surface followed a spheroid shape, matching stepped patterns seen in forensic evidence.

In summary, (1) failure in the outer wires occurred prior to zinc core pullout and total cable collapse, (2) the outer wires were critical in maintaining function of the socket joint, and (3) outer wires were highly stressed with minimal structural margins of safety at nominal observatory loads.

Cumulative Damage: Creep was found to be a major contributor to the failure for the following reasons: (1) Forensic analysis showed clear evidence of creep within the zinc (Figure 9). Zinc microstructure nearest the cable/zinc boundary was fully recrystallized with a predominance of grain boundaries aligned 45° to the shear stress, as expected for creep in pure zinc at ambient temperatures. The zinc nearest the socket base, adjacent to the cable/zinc boundary, was determined to be in the late secondary or tertiary stage of creep. Small, non-connected cracks are present within the fully recrystallized grain region near the cable/zinc boundary (Figure 9), running parallel with the cable-end section. These cracks are either from the tertiary stage or cavitation/voids that were squeezed closed due to continued confining pressure imposed by the cable tension and socket wall. High-magnification image of non-connected cracks in different illuminations after tint etching showed predominantly intergranular cracks, which are associated with slower creep mechanisms. Zinc microstructure nearest the socket casing was partially recrystallized with evidence of highly strained zinc (e.g., twinning / slip bands). (2) Loads analysis also supports a higher percentage of dead loads compared to transient loads. (3) Finite element analysis predicted high stresses within the zinc caused by sustained loading, and as the zinc crept the outer wire stresses were predicted

to increase. The negative structural margins further deteriorated over time due to the creep setting within the zinc, until wire and zinc failure occurred.

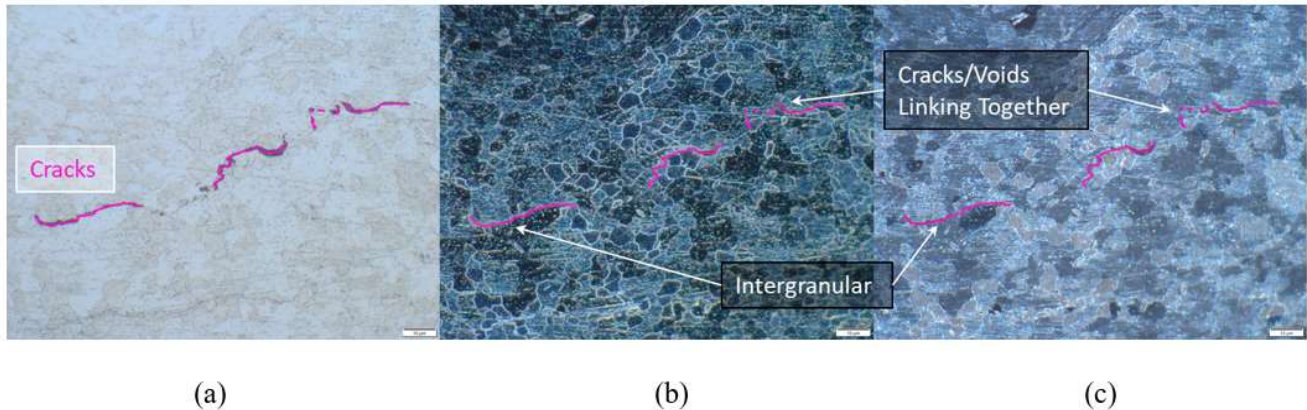


Figure 9: Intergranular cracks present adjacent to cable/zinc slug boundary as seen in (a) brightfield, (b) dark field, and (c) cross-polarized illumination. Klemm's 1 Reagent tint etch at 500X magnification.

Forensic investigation of the examined failed wire surfaces found no evidence of fatigue striations, beach marks, or pearlitic steel fracture surfaces that resemble fatigue fracture even without beach marks or striations. Fatigue striations are correlated to crack advancement per loading cycle, while macroscopic beach marks generally represent some changes in the fatigue loading conditions. Forensic inspection found no evidence of fatigue within the zinc, but minor cyclic loading damage that may not be discernable from creep damage within the zinc casting due to sustained loading. Due to the high outer wire stresses, FE analysis could not rule out damage accumulation due to cyclic loading caused by transient events. Creep failure can be accelerated by minor contributions from cyclic damage.

CONCLUSIONS

Forensic and structural analyses were conducted to determine the cause for the first cable failure Aux M4N of the Arecibo Observatory. Analyses were also supported by materials testing and literature review. It is concluded that the socket joint failure in August 2020 was due to insufficient design criteria that did not explicitly consider socket constituent stress margins or time-dependent damage mechanisms. The socket attachment design was found to have an initially low structural margin and finite life, notably in the outer socket wires, which degraded primarily due to long-term zinc creep effects that were activated by long-term sustained loading and exacerbated by cyclic loading. Additionally, HAC and wire defects were found in a few outer wires that may also have contributed to initial outer wire failures. Design did not explicitly consider the time-dependent effects of creep and cyclic loading on design capability, nor explicitly set service life inspection intervals with pass/fail inspection criteria. It also did not specify an end-of-life capability requirement associated with service life degradation. Verification did not account for a worst-case build condition that was traceable to in-service inspection of features (e.g., zinc creep/extrusion). In-service inspections showed evidence of progressive zinc extrusion on several Arecibo sockets, which in hindsight were evidence of cumulative damage and in effect a missed opportunity to prevent cable failure.

INDUSTRY RECOMMENDATIONS

1. Socket joint constituents should be verified to have positive structural margins for strength, fatigue, and creep failure modes for the service life of the socket for all design load combinations.
2. Periodic visual inspection of socket joints should include pass/fail criteria for zinc extrusion tied to a structural qualification test program that verifies the creep failure mode.

3. Qualified processes such as cable replacement and socket joint refurbishment should then be defined to restore joint capacity in the event of failed inspection.
4. ASCE 19-10 and 19-96 codes should be revisited to ensure that design factors consider time-dependent creep in dead load dominated structures, environmental conditions, and workmanship sensitivity to wire defects or brooming.

ACKNOWLEDGMENTS

The failure analysis was funded by the NASA Engineering Safety Center (NESC) and it was led by the NASA NESC in collaboration with The Aerospace Corporation and Wiss, Janney, Elstner Associates, Inc. (WJE). The authors gratefully acknowledge the technical contributions of the following individuals: Azita Valinia (NESC Chief Scientist), Jerry Buhrow (NASA KSC, Materials and Processes Engineer), Eric King (NASA KSC, Materials and Processes Engineer), and Michael Lane (NASA KSC, Engineering Technician). Additionally, the team thanks the University of Central Florida for trusting NASA and WJE with forensic examination of the Auxiliary Cable.

The following individuals were consultants to this project: Kauser Imtiaz (NASA Technical Fellow for Structures), John Ivester (Metrology Engineer), William Prosser (NASA Technical Fellow for NDE), Rick Russell (NASA Technical Fellow for Materials), James Smith (NESC TDT Structures Deputy), Bryan Tucker (NASA KSC Materials and Processes Engineer), Matthew Jarrett (WJE, Senior Engineer), Jonathan McGormley (WJE, Principal Engineer), Brian Santosuosso (WJE, Principal Engineer), and Robert Warke, (WJE, Materials and Processes Engineer).

REFERENCES

- Morales, J. C., and Suárez-Colche, L. E. 2020. "Collapse of The Arecibo Observatory in Puerto Rico: Reflections from a Structural Engineering Perspective," *Revista Internacional de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil*. Vol. 19-20 (1).
- Wirerope Works, Inc., URL: <http://www.wireropeworks.com>, accessed October 27, 2021.
- Harrigan, G. J., Valinia, A., Trepal, N., Goyal, V., Babuska, P. 2021. "Arecibo Observatory Auxiliary M4N Socket Termination Failure Investigation," NASA/TM-20210017934 and NESC-RP-20-01585, June 2021.
- WJE. 2021. "Auxiliary Main Cable Socket Failure Investigation", Wiss, Janney, Elstner Associates, Inc., WJE No. 2020.5191, June 2021.
- ASCE. 1996. "Structural Applications of Steel Cables for Buildings," ASCE 19-96.
- ASCE. 2010. "Standard Guidelines for the Structural Applications of Steel Cables for Buildings," ASCE 19-10.
- Ali, K., Katsuchi, H., and Yamada, H. 2021. "Comparative Study on Structural Redundancy of Cable-Stayed and Extradosed Bridges through Safety Assessment of Their Stay Cables," *Engineering*, Volume 7, Issue 1, January 2021, pp. 111-123.

AUTHORS BIOSKETCH

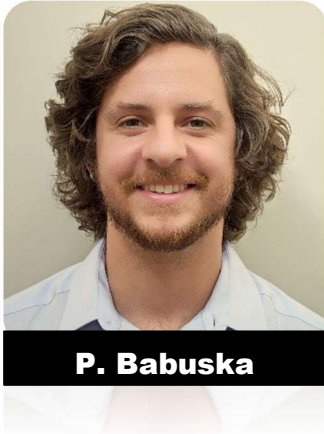


*A*ssociate Principal Engineer with the NASA Engineering & Safety Center with over 20 years of experience in the aerospace industry. He leads multi-disciplined engineering assessments of structures and fluids systems with expertise in failure investigations. Previously, he worked for both NASA and Industry in the areas of mechanical engineering, structural dynamics, and systems engineering. He has a Bachelor of Science in Mechanical Engineering (BSME) from Carnegie Mellon University, and Master of Science in Engineering (MSE) from the Florida Institute of Technology (FIT).



*P*incipal Engineer at the Aerospace Corporation, adjunct professor at University of California Los Angeles (UCLA) and part-time faculty at the University of Southern California (USC) in the Mechanical/Aerospace Engineering Departments. He published several books in the areas of aerospace structures, finite element analysis, and computational methods in engineering. Dr. Goyal is responsible for ensuring the technical integrity, and leadership of technical risk assessments, and leads launch vehicle reuse certification ensuring consistent application and adjudication of technical risk assessments across launch vehicles. He serves in NASA NESC technical teams, has co-authored half-dozen standards, and has over 50+ publications. He holds a Bachelor of Science in Mechanical Engineering (BSME) from University of Puerto Rico at Mayagüez (UPRM) and a Ph.D. degree in Aerospace Engineering from Virginia Tech.

AUTHORS BIOSKETCH (CONT.)



*M*r. Babuska performs independent structural analysis, requirements verification, failure and anomaly resolution, test program development, and general consulting on numerous launch vehicle and spacecraft programs for the US Space Force, Department of Defense (DoD), NASA, and commercial customers at the Aerospace Corporation.. Prior to Aerospace, Mr. Babuska worked at the Air Force Research Laboratory in Albuquerque, New Mexico and completed his Master of Science in Civil Engineering (MSCE) from the University of Washington in Seattle where his primary research focus was on novel applications of high-strain and bend-twist coupled composites.



Senior materials engineer at NASA's Kennedy Space Center supporting NASA's Commercial Crew, Exploration Ground Systems, and Launch Services Programs with various nondestructive examination and welding related engineering issues. Prior to joining NASA, he was the lead for the Nondestructive Inspection Team at the U.S. Navy's Fleet Readiness Center Southwest and, prior to that, the lead for the Nondestructive Examination Group at the Naval Surface Warfare Center Carderock Division. He received a Bachelor of Science in Materials Science & Engineering from the Georgia Institute of Technology in 2002. His expertise in the field of materials science lies in nondestructive examination of metallic and composite materials, metallurgical failure analysis, and welding and allied processes.

ANÁLISIS DE RIESGO CUANTITATIVO DE GASODUCTOS EN CÓRDOBA, ARGENTINA¹

Alejandro José Giudici², José Enrique Stuardi³, Guillermo Daniel Chiappero⁴

RESUMEN: Se presenta un análisis de riesgo cuantitativo para un sistema de gasoductos de la provincia de Córdoba, Argentina, que se enmarca dentro de un proyecto sobre vulnerabilidad de la infraestructura y del medio físico asociado al almacenamiento y transporte de fluidos combustibles. Se desarrolla un modelo de análisis de riesgo cuantitativo que contempla la identificación de las amenazas a la integridad de los ductos, una estimación de las probabilidades de falla de las amenazas identificadas y de sus consecuencias, la determinación y evaluación del riesgo cuantitativo según criterios de aceptación y la adopción de medidas de mitigación y control del riesgo. Para este estudio se usan los datos principales de la red troncal de gasoductos existentes en la provincia de Córdoba y de los nuevos gasoductos construidos por el gobierno provincial. Se complementa lo anterior con un relevamiento de las construcciones próximas a la traza de los tramos en estudio, como así también los cruces de rutas y cursos de agua, a partir de imágenes satelitales disponibles. El trabajo se enfoca en establecer los niveles de riesgo individual y social de los gasoductos con mayor nivel de riesgo cualitativo, definidos mediante un trabajo anterior. Por último, se considera la adopción de medidas de mitigación para adecuar los niveles de riesgo a los criterios internacionales de aceptación.

Palabras claves: amenazas, gasoductos, riesgo cuantitativo, vulnerabilidad

QUANTITATIVE RISK ANALYSIS OF GAS PIPELINES IN CÓRDOBA, ARGENTINA

ABSTRACT: A quantitative risk analysis is presented for a gas pipeline system in the province of Córdoba, Argentina. This is a part of a project on the vulnerability of infrastructure and physical environment associated with the storage and transport of combustible fluids. The developed model considers the identification of threats to the integrity of the pipelines, an estimate of the probabilities of failure of the identified threats, an estimate of the consequences of a failure, the determination and evaluation of the quantitative risk according to acceptance criteria, and the adoption of risk mitigation and control measures. For this study, the main data from the existing backbone network and the recently built gas pipelines in the province of Córdoba are used. This is complemented with a survey of the constructions near the route of the sections under study, as well as the crossings of roads and watercourses, based on available satellite images. The work is focused on establishing the individual and social quantitative risk levels of the gas pipelines with the highest qualitative risk level, already defined by previous work. Finally, and in the necessary cases, the adoption of mitigation measures is considered to adjust the risk levels to the international acceptance criteria.

Keywords: gas pipelines, quantitative risk, threats, vulnerability

¹ Artículo recibido el 29 de marzo de 2021 y aceptado para publicación 7 de julio de 2021.

² Profesor Titular, Departamento de Estructuras. Facultad de Ciencias Exactas Físicas y Naturales, Universidad Nacional de Córdoba. Casilla de Correo 916, 5000 Córdoba, Argentina. E-mail: ajjudici@unc.edu.ar

³ Profesor Titular, Departamento de Estructuras. Facultad de Ciencias Exactas Físicas y Naturales, Universidad Nacional de Córdoba. Casilla de Correo 916, 5000 Córdoba, Argentina. E-mail: jose.stuardi@unc.edu.ar

⁴ Profesor Adjunto, Departamento de Estructuras. Facultad de Ciencias Exactas Físicas y Naturales, Universidad Nacional de Córdoba. Casilla de Correo 916, 5000 Córdoba, Argentina. E-mail: guillermo.chiappero@unc.edu.ar

INTRODUCCIÓN

En la actualidad, la temática referida a la evaluación del riesgo de los sistemas de gasoductos y su entorno es uno de los campos más dinámicos en el desarrollo de nuevos proyectos y su mantenimiento. No existe un método universalmente aceptado para medir el riesgo, pero en general su evaluación en los sistemas de ductos debe contemplar la medición de tanto la probabilidad como las consecuencias de todos los eventos perjudiciales para el sistema. La predicción de fallas en tuberías podría constituir una gran ventaja en la reducción del riesgo, pero lamentablemente en el estado actual del conocimiento se adolece de métodos confiables para realizarla. Los accidentes en gasoductos son poco frecuentes y a menudo implican una falta simultánea de varias condiciones de seguridad, lo que dificulta las predicciones precisas de las fallas. Ante esta situación las metodologías cualitativas y cuantitativas de evaluación de riesgos, proporcionan un sustituto a estas predicciones.

Para la evaluación del riesgo en el presente trabajo se consideran las amenazas a la integridad de los gasoductos que han sido estudiadas por el Pipeline Research Council International (PRCI), en base a los incidentes históricos en tuberías, definiendo 21 causas de fondo (ASME B31.8S, 2018). Estas amenazas se consideran como: a) dependientes del tiempo, por ejemplo, la corrosión; b) estables, por ejemplo, defectos de fabricación de la cañería, defectos en las soldaduras en obra, curvaturas con arrugas; c) independientes del tiempo, como daños provocados por primeras, segundas y terceras partes, vandalismo, operaciones incorrectas y fuerzas externas, estas últimas relacionadas con acontecimientos naturales de envergadura (Giudici *et al.*, 2016; Massa y Giudici, 2010; Stuardi *et al.*, 2013).

En un trabajo anterior (Giudici *et al.*, 2018), y como es habitual en una primera etapa, se realizó un análisis de riesgo cualitativo del sistema de gasoductos en estudio. De este trabajo se utiliza el relevamiento de los datos principales del sistema de gasoductos existentes en la provincia de Córdoba y de los nuevos gasoductos proyectados por el gobierno de esta provincia. La evaluación del riesgo cualitativo identifica los riesgos y define su probabilidad de ocurrencia en forma relativa. La metodología cualitativa de índices es ampliamente utilizada en la industria del petróleo y gas (Mulhlbauer, 2004; Kiefner, 1997).

El análisis de riesgo cuantitativo requiere un tratamiento matemático más complejo que el cualitativo, para poder calcular la probabilidad de ocurrencia de un evento y sus consecuencias. La gran utilidad de esta metodología es que permite comparar los valores absolutos de riesgo con otras actividades humanas y cuantificar numéricamente las posibles medidas de reducción que se pueden adoptar. Este tipo de análisis sigue lineamientos de normas y recomendaciones reconocidas internacionales.

La metodología que se utiliza en este trabajo para la evaluación del riesgo cuantitativo del sistema de gasoductos en estudio está basada en las normas IGEM/TD/1 (2016) e IGEM/TD/2 (2015).

METODOLOGÍA UTILIZADA PARA EVALUACIÓN DEL RIESGO CUANTITATIVO DEL SISTEMA DE GASODUCTOS

El transporte de gas natural por tuberías genera riesgo por la probabilidad de que libere su contenido provocando daños. Las consecuencias pueden abarcar situaciones desde una pequeña fuga sin alteraciones mayores que la necesidad de reparación puntual, hasta una pérdida descontrolada que puede causar víctimas humanas, daños a la propiedad y/o al medio ambiente. La evaluación del riesgo de los sistemas de gasoductos debe medir, tanto la probabilidad (o frecuencia) como las consecuencias de todos los eventos perjudiciales que pueden ocurrir.

El riesgo en un tramo de tubería se puede definir de varias formas, una de las más habituales es definir el *Riesgo* como la *Probabilidad* (o frecuencia) de ocurrencia de un evento perjudicial multiplicado por la

Consecuencia de dicho evento (Mulhlbauer, 2004). Esta medida del riesgo resulta válida para un periodo de tiempo especificado. Entonces la expresión matemática de *Riesgo* que se aplica es:

$$Riesgo = Probabilidad \times Consecuencia \quad (1)$$

donde la *Probabilidad* de falla de un tramo de cañería representa a la estimación de la frecuencia de ocurrencia de un incidente a partir de un mecanismo de daño y la *Consecuencia* de la falla en dicho tramo es la gravedad del incidente en la seguridad y salud de la población, en las instalaciones y en el medio ambiente.

La metodología de análisis de riesgo cuantitativo contempla los siguientes pasos básicos:

1. Identificación de las amenazas a la integridad. Se debe considerar la evaluación de las amenazas potenciales que puedan afectar la integridad del sistema en estudio, que puedan derivar en una eventual falla. En este proceso se detectan los peligros que se pueden tener en consideración en función a las características del sistema, y se eliminan aquellas que se consideran que no aplican.
2. Estimación de las probabilidades de falla de las amenazas identificadas. Corresponde a la estimación de la frecuencia de ocurrencia de un evento a partir de un mecanismo de daño. Esta estimación se puede realizar en base al análisis de datos históricos de sistemas de gasoductos similares o datos propios del sistema. Teniendo en cuenta que no existen datos propios del sistema, ni en Argentina se dispone de una base de datos confiable, se tomará información de bases de datos internacionales sobre incidentes en gasoductos.
3. Estimación de las consecuencias de una falla. Consiste en estimar la gravedad del evento en la seguridad y salud de la población, en las instalaciones y en el medio ambiente. Para estimar esta severidad se debe tener en cuenta el efecto que tendrá la eventual ignición del producto transportado.
4. Determinación del riesgo cuantitativo. El riesgo cuantitativo se obtiene con un algoritmo de cálculo, que consideren las probabilidades de falla de cada una de las amenazas asociadas, las potenciales consecuencias de una falla, como así también factores que afectan a algunos de estos términos, a fin de contemplar las características particulares de la tubería.
5. Evaluación del riesgo. En esta etapa se compara el valor de riesgo obtenido con un criterio de aceptación valorado internacionalmente, teniendo en cuenta los riesgos asociados a otras actividades humanas.
6. Adopción de medidas de mitigación, disminución y control del riesgo. En los casos que aplique, se toman acciones sobre las probabilidades de las amenazas identificadas y/o sobre sus consecuencias, a fin de disminuir el riesgo a valores aceptables según los criterios de aplicación.

A continuación, se desarrollan los ítems de la metodología en el mismo orden citado.

Identificación de las amenazas a la integridad

A partir de un análisis del sistema de gasoductos en estudio y su entorno, se definen las siguientes amenazas a la integridad de este sistema:

- a) Daño por terceros: corresponde a los posibles daños ocasionados por terceras partes, en ocasión de trabajos en la cercanía de los ductos.
- b) Corrosión externa: esta es la principal amenaza dependiente del tiempo que tiene este sistema. Por el tipo de fluido (gas natural) y las temperaturas de operación no se consideran esperables daños por corrosión interna ni por “Stress Corrosion Cracking (SCC)”.
- c) Defectos de fabricación. estos son fundamentalmente los defectos en las soldaduras longitudinales, helicoidales o circunferenciales ocurridos durante la fabricación y construcción de los gasoductos. Esta amenaza tiene menor relevancia si el gasoducto cuenta con la prueba hidráulica pre-operacional indicada por la normativa vigente (NAG 100, 1993).
- d) Fuerzas externas: En esta amenaza se considera la presencia de cruces de ríos y arroyos en las trazas de los ductos que pueden generar procesos erosivos en el medio donde están instaladas las tuberías. No obstante, esta amenaza se puede descartar debido a que los operadores de gasoductos tienen programas de patrullaje que detectan erosiones incipientes.

Probabilidades de falla de las amenazas identificadas

Para la estimación de las probabilidades de falla de cada una de las amenazas identificadas, se puede tomar información de las bases de datos internacionales sobre incidentes en gasoductos. La Práctica Recomendada Igem/TD/1 (2016) propone el uso de las bases de datos publicadas por: “United Kingdom Onshore Pipeline Operators’ Association (UKOPA, 2019)”, “European Gas pipeline Incident data Group (EGIG, 2018) y Office of Pipeline Safety, USA, (OPS, 2019)”. Es importante destacar que la base de datos del OPS, a diferencia de las de UKOPA y EGIG, solo registra los incidentes que hayan superado determinados límites, como haber causado una muerte, un herido o daños a la propiedad que superen un monto determinado. En este trabajo se usa principalmente la base de datos de EGIG, considerando la gran extensión del sistema de gasoductos contenidos en esta base de datos y el número importante de operadores incluidos. Esta base de datos divide los incidentes por la causa que los originó en: daño por terceros (interferencia externa), corrosión, defecto de construcción/fabricación, conexión incorrecta y movimiento de suelo (fuerzas externas).

En la Figura 1 se representa la frecuencia de incidentes anual por cada 1000 km de gasoducto por distintas causas a lo largo del tiempo. Se puede observar una disminución importante en la frecuencia de falla para los tiempos actuales. Esto se explica principalmente por las mejoras en los métodos constructivos de los gasoductos, entre los que podemos citar: procesos utilizados en soldaduras, inspección interna (ILI), mejoras en los planes de prevención de daño y otros. Además, es notable que la causa daño por terceros es la principal causa de incidentes a lo largo de los años.

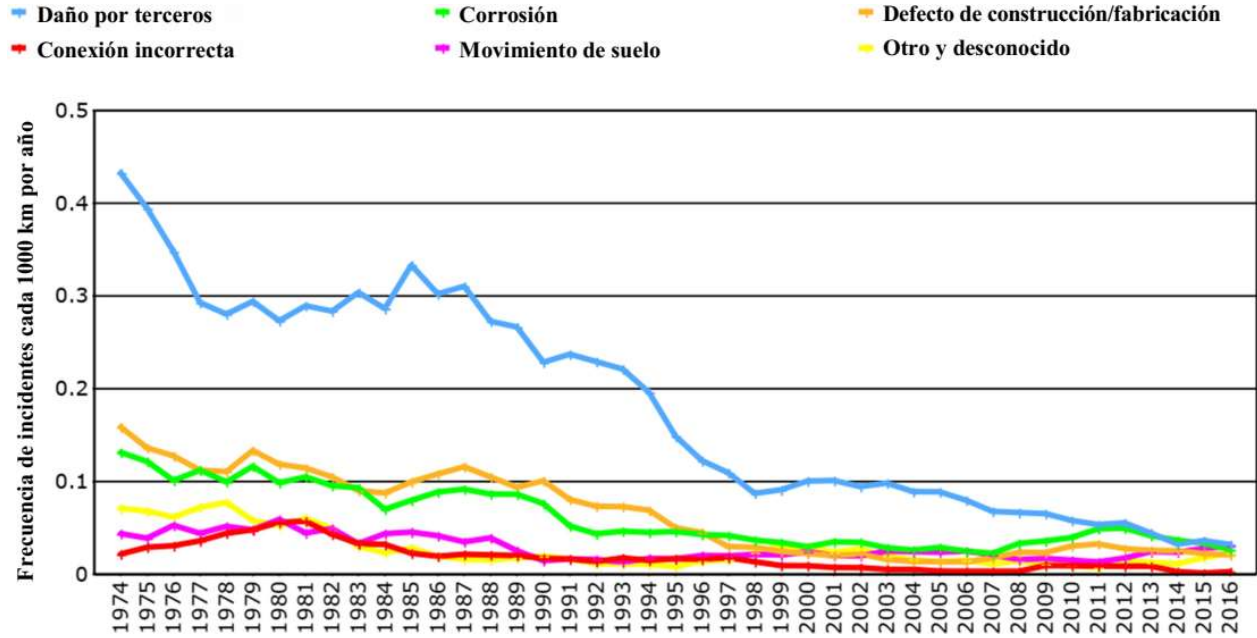


Figura 1: Frecuencia de incidentes por distintas causas. (EGIG, 2018)

En el reporte de EGIG (2018), el daño producido en una cañería es clasificado en: a) Agujeros menores a (“Pinholes”): con diámetros es igual o menor a 20 mm, b) Agujeros mayores A (“Holes”): con diámetros de los agujeros entre 20 mm y el diámetro de la cañería, y c) Roturas R : el diámetro equivalente del defecto producido es superior al diámetro de la cañería. En la Figura 2 se representa la frecuencia de los incidentes clasificada por tipos de daño producido a los ductos. El orden de importancia queda establecido en forma descendente como agujeros menores, agujeros mayores y roturas.

En el modelo cuantitativo utilizado, se consideran las probabilidades de falla debida a las amenazas previstas, a saber: daño por terceros, corrosión, defectos de fabricación y/o construcción. Los detalles del procedimiento se encuentran a continuación considerando además el tipo de daño producido (agujero menor, agujero mayor o rotura).

Probabilidad de falla por daño por terceros

La probabilidad de falla por daño por terceros P_{Ti} , se evalúa por cada tipo de daño producido, a : agujero menor, A : agujero mayor y R : rotura:

$$P_{Ti} = P_{Tbi} R_{df} R_{wt} R_{dc} R_s R_p R_{mp} R_{na} \quad ; \quad i = a, A, R \quad (2)$$

donde P_{Tbi} es la probabilidad de falla base por daño por terceros obtenidas del informe EGIG (2018) y los factores de ajuste corresponden a: diseño R_{df} , espesor R_{wt} , tapada R_{dc} , patrullaje R_s , protección extra R_p , señalización R_{mp} y nivel de actividad R_{na} .

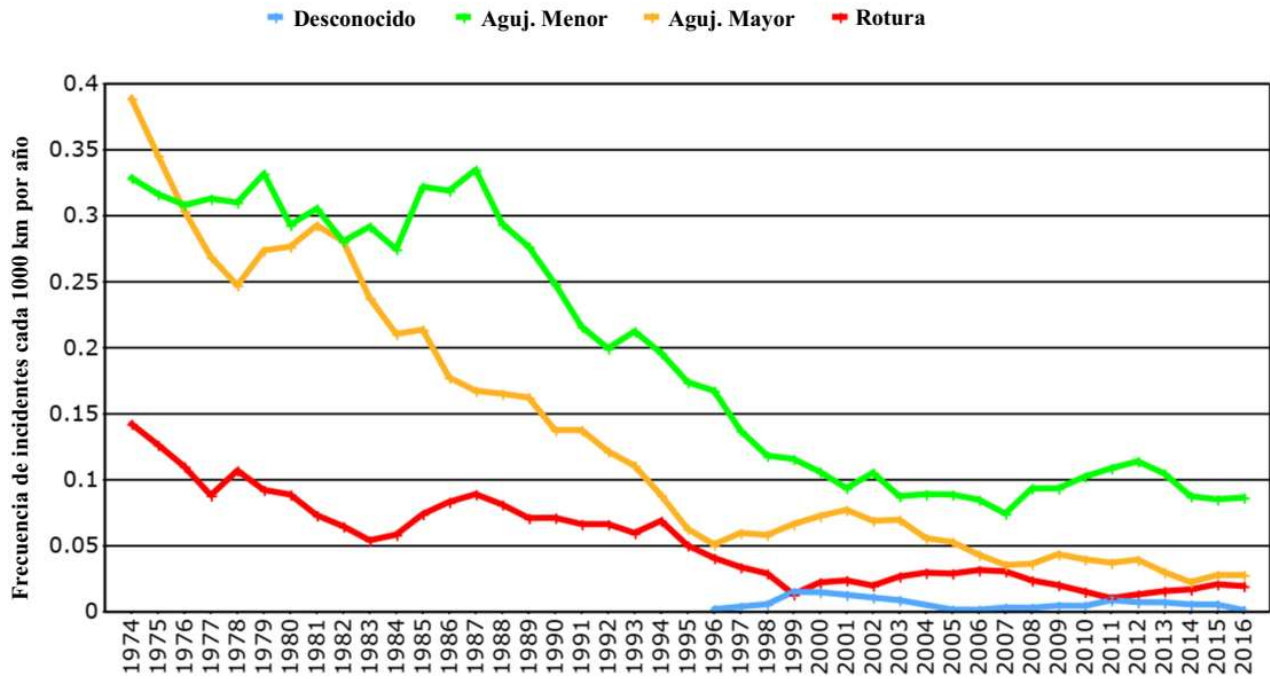


Figura 2: Frecuencia de incidentes por distintos tipos de daño. (EGIG, 2018)

La Figura 3 muestra la probabilidad de falla base en función del diámetro del ducto y clasificada por los distintos tipos de daño.

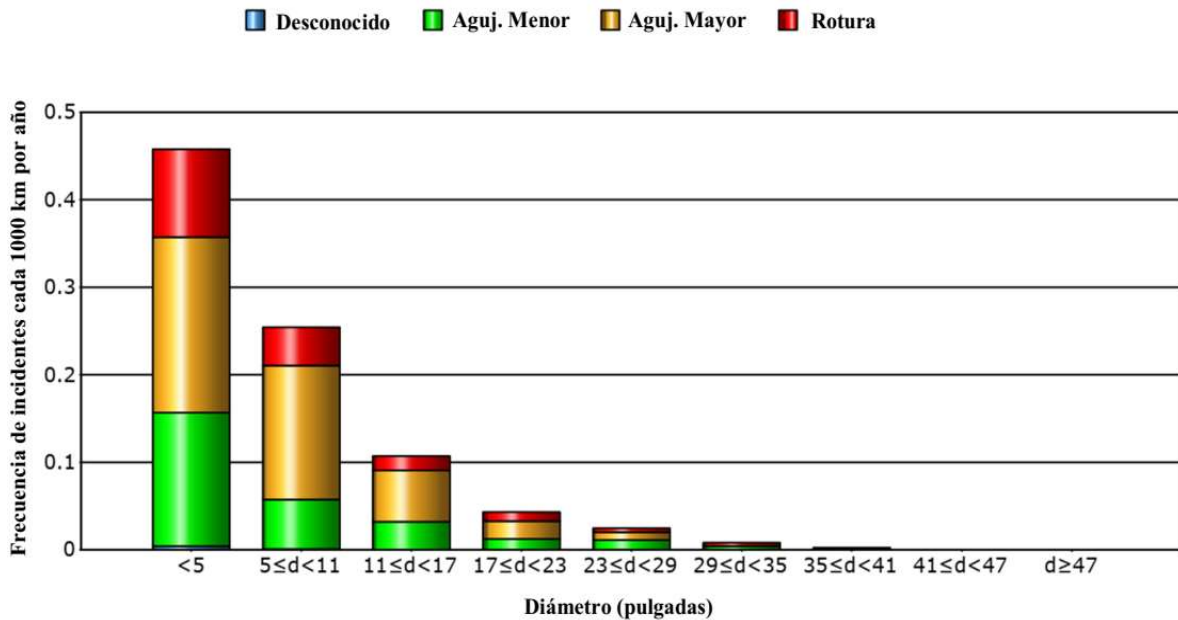


Figura 3: Frecuencia de falla base por daño por terceros Años 1970-2016. (EGIG, 2018)

En la Figura 4 se presenta el factor de ajuste por diseño R_{df} en función del factor de diseño f de un tramo de gasoducto, para un espesor constante de $e = 5$ mm. El factor de diseño es un parámetro adimensional que las normas de construcción de gasoductos definen a partir de la densidad poblacional del área donde se ubica el ducto (ASME B31.8, 2018; NAG 100, 1993).

El factor de ajuste por espesor, R_{wt} tiene en cuenta el espesor de la cañería, atento a que cuanto mayor es el espesor más difícil será ocasionar una falla en un ducto. La Figura 5 se presenta este factor en función del espesor y del factor de diseño a través de curvas paramétricas.

El factor de ajuste por tapada, R_{dc} se indica en la Figura 6. La tapada corresponde a la zona entre la parte superior de la cañería y la superficie libre del terreno, vereda o pavimento. Se observa que a menor tapada este factor crece, como consecuencia de que una cañería está más expuesta a daños por terceros.

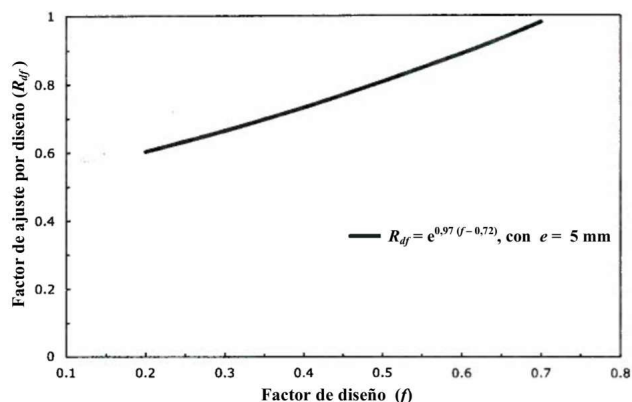


Figura 4: Factor de ajuste por diseño R_{df} .
(IGEM/TD/2, 2015)

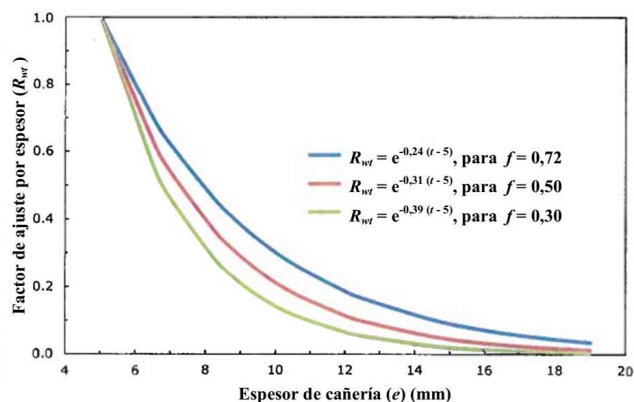


Figura 5: Factor de ajuste por espesor R_{wt} .
(IGEM/TD/2, 2015)

El factor de ajuste por patrullaje R_s , corresponde a la frecuencia de inspección visual de la zona de instalación de un gasoducto, para detectar anomalías en la traza y potenciales excavaciones cercanas (ver Figura 7).

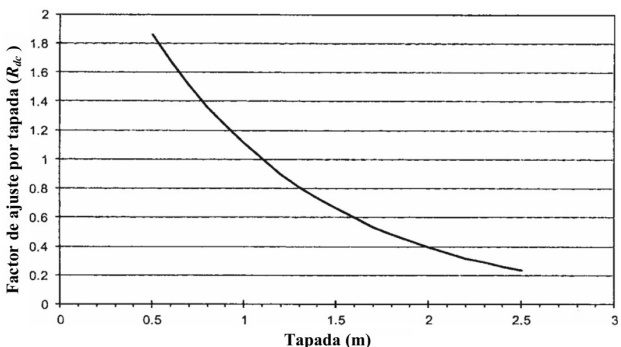


Figura 6: Factor de ajuste por tapada R_{dc} .
(IGEM/TD/2, 2015)

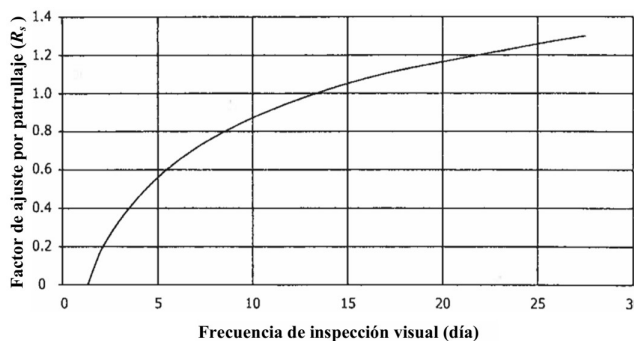


Figura 7: Factor de ajuste por patrullaje R_s .
(IGEM/TD/2, 2015)

En la Tabla 1 se observa el factor de ajuste por protección extra R_p , que considera la instalación de protección mecánica o señalización continua en la traza de un ducto (IGEM/TD/2, 2015 y BSI PD 8010-3, 2008).

El factor de ajuste por señalización R_{mp} tiene en cuenta el nivel de presencia de cartelera de advertencia de la traza de un gasoducto (IGEM/TD/2, 2015). Se considera buena si cumple la normativa constructiva, en Argentina, la norma es NAG 100 (1993); si la señalización es incrementada respecto a norma se la considera como mejorada y si es menor como regular o mala (ver Tabla 2).

Tabla 1: Factor de ajuste por protección extra R_p . (IGEM/TD2, 2015 y BSI PD 8010-3, 2008)

Tipo de protección	Factor de ajuste por protección extra
Sin protección	1
Cintas de advertencia	0,33
Placas de hormigón	0,1
Caño camisa	0,1

Tabla 2: Factor de ajuste por señalización R_{mp} . (IGEM/TD2, 2015 y NAG 100, 1993)

Condición de la señalización	Factor de ajuste por señalización
Mejorada	0,8
Buena	1
Regular	1,2
Mala	1,8

El factor de ajuste por nivel de actividad R_{na} toma en cuenta la localización de una cañería respecto a sitios de concentración humana. El “Health and Safety Executive (HSE)” (Mather J. *et al.*, 2001), analizó la frecuencia de daños por terceros en función del nivel de actividad, en zonas urbanas, suburbanas y rurales. A partir de los valores normalizados de las frecuencias indicadas (columna 2 de la Tabla 3), se proponen los valores correspondientes a las clases de trazado establecidas en NAG 100 (1993) (columna 4 de la Tabla 3).

Tabla 3: Factor de ajuste R_{na} por nivel de actividad. (Mather J. *et al.*, 2001 y NAG 100, 1993)

Localización	Factor de frecuencia de falla normalizado (HSE)	Clase de trazado (NAG 100)	Factor de ajuste por nivel de actividad
Rural	1	1	1
Suburbano	3,9	2	2,5
		3	13,5
Urbano	23,1	4	23,1

Probabilidad de falla por corrosión

Para el caso del sistema que nos ocupa, se considera solo la probabilidad de falla por corrosión externa P_{Ci} , por lo que no se considera corrosión interna ni “stress corrosion cracking”. P_{Ci} se evalúa por cada tipo de daño producido, esto es, a : agujero menor, A : agujero mayor y R : rotura:

$$P_{Ci} = P_{Cbi} K_{wt} K_{cs} \quad ; \quad i = a, A, R \quad (3)$$

donde P_{Cbi} es la probabilidad de falla base por corrosión, obtenida del informe EGIG (2018), y los factores de ajuste corresponden a. espesor K_{wt} y corrosividad del suelo K_{cs} . La Figura 8 muestra la variación de P_{Cbi} en función de la antigüedad de ducto y clasificada por los distintos tipos de daño.

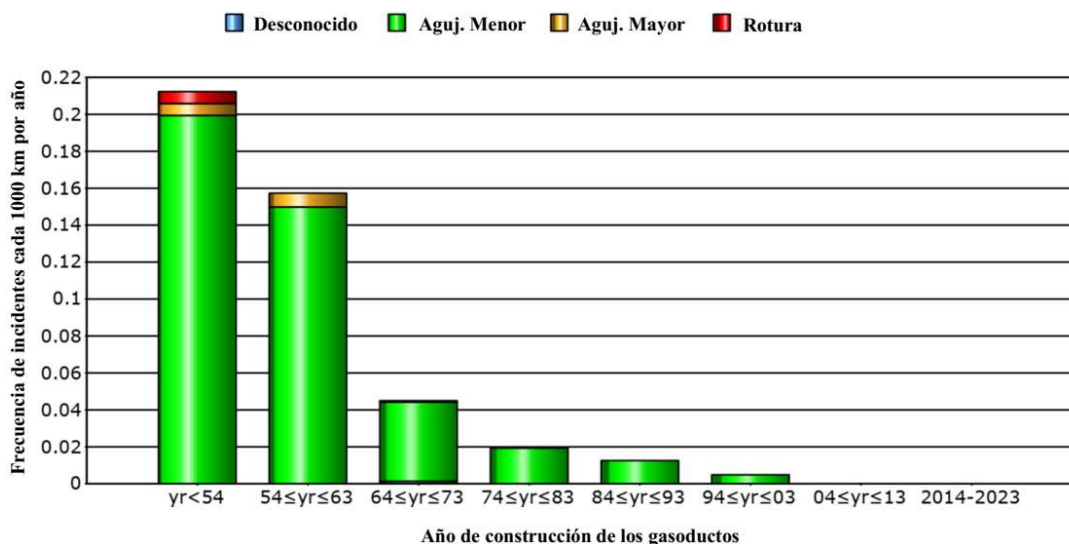


Figura 8: Frecuencia de falla base por corrosión – Años de los reportes de incidentes: 1970-2016. (EGIG, 2018)

El factor de ajuste K_{wt} , tiene en cuenta el espesor de pared de un ducto, considerando que cuanto mayor es será más difícil ocasionar una falla por corrosión. Este factor se obtiene a partir de los datos del informe EGIG (2018), según lo presentado en la Tabla 4. Por otro lado, el factor de ajuste por corrosividad del suelo K_{cs} surge de considerar las pautas establecidas en Peabody (2001), en lo que respecta a la corrosividad del suelo donde se instala un gasoducto. En la Tabla 5 indican los tipos de suelo y el factor asignado, en base a la resistividad del terreno.

Tabla 4: Factor de ajusta por espesor K_{wt} . (EGIG, 2018)

Espesor (mm)	Factor de ajuste por espesor
< 5 mm	2,42
$5 \leq d < 10$ mm	1
$11 \leq d < 15$ mm	0,02

Tabla 5: Factor de ajuste por corrosividad del suelo K_{cs} . (Peabody, 2001)

Corrosividad del suelo	Rango de resistividad (Ω cm)	Factor de ajuste por corrosividad del suelo
Muy corrosivo	0 - 500	1,2
Corrosivo	500 - 1000	1,1
Moderadamente corrosivo	1000 - 2000	1
Levemente corrosivo	2000 - 10000	0,9
No corrosivo	>10000	0,8

Probabilidad de falla por defecto de fabricación y/o construcción

La probabilidad de falla por defecto de fabricación y/o construcción P_{Fi} , se evalúa por cada tipo de daño producido, a : agujero menor, A : agujero mayor y R : rotura:

$$P_{Fi} = P_{Fbi} K_{ph} \quad ; \quad i = a, A, R \quad (4)$$

donde P_{Fbi} es la probabilidad de falla por defecto de fabricación y/o construcción base, obtenidas del informe EGIG (2018), y el factor de ajuste K_{ph} que considera si se realizó la prueba hidráulica preoperacional al gasoducto, establecida habitualmente en las normas constructivas (ASME B31.8, 2018 y NAG 100, 1993). Se adopta 0,5 si se tienen registros de esa prueba y 1 si no se los tiene.

En la Figura 9 se muestra a P_{Fbi} en función de la antigüedad de ducto y clasificado por los distintos tipos de daño.

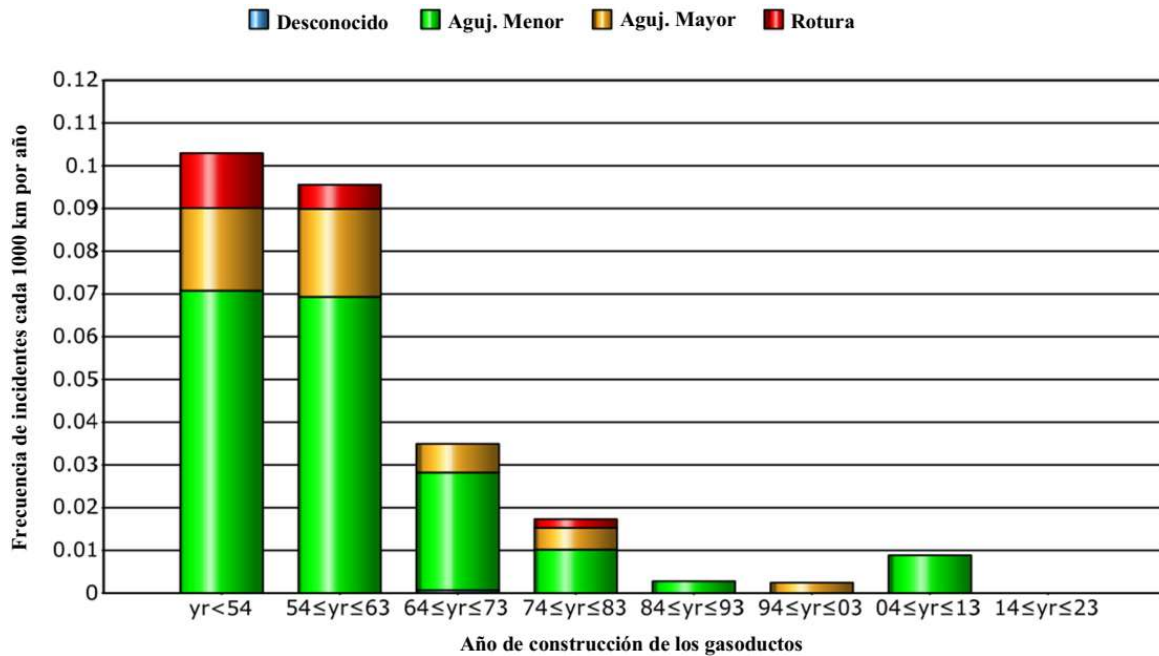


Figura 9: Frecuencia de falla base por defecto de fabricación y/o construcción – Años de los reportes de incidentes: 1970-2016. (EGIG, 2018)

Consecuencias de una falla

Para la determinación de las consecuencias de una falla, que puede afectar la seguridad de las personas, sus bienes y el medio ambiente, se contemplan los siguientes aspectos: cuantificación del área afectada, determinación de la probabilidad de ignición del gas natural venteado, evaluación de los efectos de la radiación térmica en los alrededores de la falla y determinación de la probabilidad de ocurrencia.

La estimación de las consecuencias se basa en el principio general de que la severidad es función de la distancia a la fuente de descarga. Para poder determinar las consecuencias se debe realizar un relevamiento de las construcciones para el uso humano en las inmediaciones.

Las consecuencias dependen del objeto del estudio, de manera que, si el propósito es evaluar efectos sobre las personas, las consecuencias pueden ser expresadas como fatalidades (muertes) o lesiones, mientras que, si el objeto es evaluar daño a las propiedades, las consecuencias pueden ser pérdidas económicas.

Área afectada por un evento

El tipo de daño producido en la tubería que provoca una fuga afecta fuertemente los resultados de las consecuencias finales, por ello se aplica la clasificación de EGIG (2018), consistente en: Agujeros menores, Agujeros mayores y Roturas, a efectos de normalizar estos estudios.

Si se produce una falla en una tubería enterrada que ocasiona una fuga de gas natural y se inicia un fuego, este puede ser de varias formas: Bola de fuego (“Fireball”), Pluma de fuego (“Jet Fire”) y Pluma de fuego retardada (“Crater Fire”), según IGEM/TD/2 (2015). En eventos de falla en gasoductos, el tipo de fuego “Jet Fire” es uno de los más habituales y uno de los que genera la fuente de radiación térmica más intensa que puede afectar a las personas (produciendo quemaduras, heridas o muerte) y/o a las propiedades; por ello es la forma de fuego que usualmente se modela para este tipo de fallas.

La intensidad de radiación térmica K (en kW/m²) que recibe una superficie a una distancia r (en m) de una llama, se define (API, 2014):

$$K = \frac{\tau F Q}{4 \pi r^2} \quad (5)$$

donde τ es la fracción del calor irradiado transmitido a través de la atmósfera, se toma $\tau = 0,85$; F es la fracción de calor irradiado, se adopta $F = 0,2$ y Q es el calor liberado por la llama (en kW). El calor liberado por la llama Q se relaciona con el caudal que escapa por la falla en la tubería q (en m³/s) considerando el poder calórico del gas natural estándar $PC = 37800 \text{ kJ/m}^3$:

$$Q = q PC \quad (6)$$

El caudal q se puede determinar aplicando la siguiente expresión (Crane, 2009):

$$q = Y C \frac{\pi d^2}{4} \sqrt{\frac{2P}{\rho}} \quad (7)$$

donde Y es el factor de expansión del fluido, se toma $Y = 0,65$; C es el coeficiente de flujo, se adopta $C = 0,7$; P es la presión del gasoducto (en bar); d es el diámetro de la pérdida (en mm) y ρ es la densidad del fluido, en este caso $\rho = 0,74 \text{ kg/m}^3$.

Si la falla corresponde a una rotura de gasoducto es habitual que se modele el caso como un escape de gas por ambos extremos de la zona de rotura y se considere como área de la pérdida, las dos secciones de dichos extremos. Pero teniendo en cuenta el proceso de despresurización del gasoducto por la rotura, se asume que el caudal promedio en los primeros minutos de evento será un 50% del caudal pico calculado por la ecuación (7). Este proceso de despresurización no se considera para fallas menores (un agujero menor o agujero mayor). Consecuentemente, se puede despejar los radios de afectación por la radiación térmica r (en m), para cada tipo de daño producido, esto es, a : agujero menor, A : agujero mayor y R : rotura, reemplazando las ecuaciones 6 y 7, en la ecuación 5:

$$r_i = 0,3082 d \sqrt{\frac{\sqrt{P}}{K}} \quad ; \quad i = a, A, R \quad (8)$$

donde P es la presión del gasoducto (en bar), d es el diámetro de la pérdida (en mm) y K es la intensidad de radiación térmica (en kW/m²).

Probabilidad de ignición del fluido

La probabilidad de ignición del gas natural P_{IG} en caso de una falla es difícil de estimar ya que depende de muchos factores, entre los más importantes se encuentran la cantidad de gas liberado y la densidad de fuentes de ignición en las cercanías. P_{IG} se puede definir como:

$$P_{IG_i} = P_{IGb_i} F_{ct} \quad ; \quad i = a, A, R \quad (9)$$

donde P_{IGb_i} es la probabilidad de ignición base y el factor de ignición F_{ct} que considera la ubicación del ducto.

La base de datos de EGIG (2018) muestra que la probabilidad de ignición del gas natural en incidentes de cañerías de transmisión es extremadamente baja con un promedio del 5% del total de accidentes entre 1970 a 2016. En la Tabla 6 se presentan los valores de probabilidad de ignición base (P_{IGb_i}) en función del tamaño de fuga, en la que se observa la probabilidad aumenta considerablemente en caso de roturas para diámetros mayores a 16 pulgadas.

Los valores indicados por EGIG (2018) en la Tabla 6 no consideran las distintas probabilidades de existencia de fuentes de ignición, las cuales son mayores en zonas urbanas y suburbanas que en zonas rurales. Por ello, es conveniente aplicar un factor de ignición F_{ct} referido a las clases de trazado de los gasoductos, según Tabla 7 (Spencer H. y Rew P.J., 1997 y NAG 100, 1993)

Tabla 6: Probabilidad de ignición base P_{IGbi} , según tipo de daño. (EGIG, 2018)

Tipo de fuga	Probabilidad de ignición (%)
Agujero menor (pinhole)	4,5
Agujero mayor (hole)	2,2
Roturas (todas)	14,4
Roturas ($\leq 16''$)	10
Roturas ($> 16''$)	42,3

Tabla 7: Factor de ignición F_{ct} según clase de 3 trazado. (Spencer H. y Rew P.J., 1997 y NAG 100, 1993)

Clase de trazado	Factor de ignición
1	1
2	4
3	4
4	9

En los casos especiales de cruces de rutas y caminos la probabilidad de ignición dependerá de las características del cruce (con o sin venteos) y de la densidad de autos que circulen. Para las distintas interferencias paralelas a la cañería (rutas, caminos de tierra, vías de FFCC, líneas eléctricas, etc.), es habitual establecer curvas características que relaciona la distancia al ducto con la probabilidad de ignición. A modo de ejemplo, en la Figura 10 se presenta el grafico de probabilidad de ignición para ruta (Spencer H. *et al.*, 1998).

Efectos de la radiación térmica en los alrededores de la falla

La respuesta del cuerpo humano y de materiales ante la radiación térmica ha sido ampliamente estudiada; en la Tabla 8 se presentan los efectos típicos ante distinta cantidad de esta radiación (Hockey S.M. y Rew P.J., 1996).

La carga térmica L se define empíricamente por la siguiente expresión (Lees, 2012):

$$L = K^n t \tag{10}$$

donde K es la intensidad de radiación térmica (en kW/m^2), n es un factor experimental que para probabilidad de muerte es: 1,33 y t es el tiempo de exposición a la radiación (en segundos).

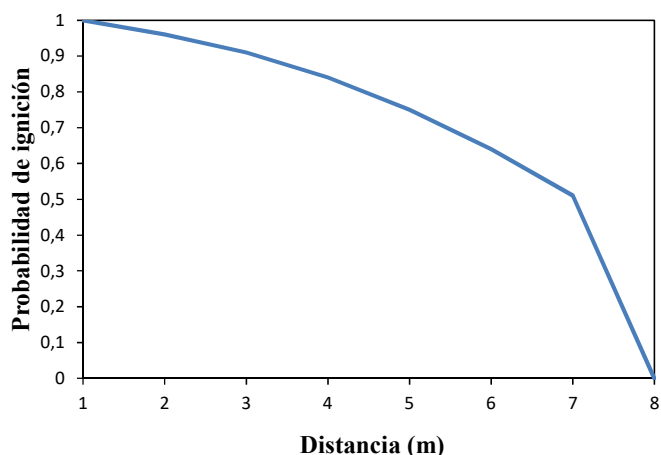


Figura 10: Probabilidad de ignición en ruta. (Spencer H. *et al.*, 1998)

Tabla 8: Efectos de la radiación térmica (Hockey S.M. Rew P.J., 1996)

Intensidad de radiación térmica K [kW/m ²]	Efecto típico sobre humanos
0,8-1,2	Radiación Solar
2,1	Mínimo para producir dolor luego de 60 segundos
4,0	0 % de fatalidad
4,7	Causa dolor en 15-20 segundos y lesiones luego de 30 segundos
9,5	Causa dolor en 8 segundos y quemaduras de segundo grado luego de 20 segundos
12,5	Intensidad para encendido de madera
30	Daños en equipo de proceso

La Práctica Recomendada IGEM/TD/2 (2015), indica que la carga térmica necesaria para una letalidad del 1% de la población expuesta a la radiación térmica en una falla es de $L = 1000 \left[\text{kW/m}^2 \right]^{1,33} \text{ s}$. Además, asume que una persona en la zona del evento correría a una velocidad 2,5 m/s para buscar resguardo a una distancia estimada de 50/75 m, lo que implica que estará expuesta a la radiación por aproximadamente 25 s. Con estos parámetros se puede determinar la intensidad de radiación térmica que provocaría una letalidad de 1%:

$$K = \left(\frac{L}{t} \right)^{0,75} = \left(\frac{1000}{25} \right)^{0,75} = 15,9 \left[\frac{\text{kW}}{\text{m}^2} \right] \quad (11)$$

Es importante indicar que el valor arribado, es conservador porque no tiene en cuenta el efecto protector de la ropa.

Probabilidad de ocurrencia

Teniendo definidas las frecuencias de falla por cada amenaza (daño por terceros P_{Ti} , corrosión externa P_{Ci} y defecto de fabricación y/o construcción P_{Fi}) y tipo de daño a la tubería (agujeros menores a , agujeros mayores A y roturas R) y además las probabilidades de ignición por tipo de daño P_{IGi} , se define la probabilidad de ocurrencia P_{Oi} :

$$P_{Oi} = (P_{Ti} + P_{Ci} + P_{Fi}) P_{IGi} \quad ; \quad i = a, A, R \quad (12)$$

Cálculo del riesgo

Como se indicó, la evaluación del riesgo de los sistemas de gasoductos mide tanto la probabilidad (o frecuencia) como las consecuencias de todos los eventos perjudiciales que pueden ocurrir en el sistema. Además, el riesgo se puede cuantificar en dos situaciones: riesgo individual y riesgo social. La medida del riesgo individual considera el riesgo de una persona que pueda estar en cualquier punto en la zona de un incidente y la medida del riesgo social considera el riesgo de las poblaciones que están en cercanía de un incidente.

Riesgo individual

El riesgo individual expresa la probabilidad de muerte de una persona al ser expuesto a un peligro en un año. Este riesgo está referido a una ubicación específica del individuo respecto al peligro (IGEM/TD/2 2015).

En la Figura 11 se representan dos posibles ubicaciones de una persona respecto a un gasoducto. En el esquema superior la distancia mínima del individuo a la traza del gasoducto se la denomina d (en m). Para cada tipo de falla (agujero menor a , agujero mayor A o rotura R), se calcula la distancia de interacción l a partir del radio de afectación r y la distancia d perpendicular de la ubicación de la persona al ducto:

$$l_i = 2\sqrt{r_i^2 - d^2} \quad ; \quad i = a, A, R \quad (13)$$

El riesgo individual en el punto de ubicación de una persona es la sumatoria de las probabilidades de ocurrencia P_{O_i} por las distancias de interacción l_i a la cual se espera que ocurra una mortalidad del 1%. La expresión del riesgo individual RI a la distancia d del gasoducto y en una determinada progresiva es:

$$RI(d) = \sum_i (P_{O_i} l_i) = P_{O_a} l_a + P_{O_A} l_A + P_{O_R} l_R \quad (14)$$

En una determinada progresiva de gasoducto, se comprueba que el máximo riesgo individual se produce cuando la persona está sobre el gasoducto (ver esquema inferior de la Figura 11):

$$\text{Para } d = 0 \Rightarrow RI_{\max} = 2\sum_i (P_{O_i} r_i) = 2P_{O_a} r_a + 2P_{O_A} r_A + 2P_{O_R} r_R \quad (15)$$

El riesgo individual es nulo cuando la distancia d es igual al mayor de los radios de afectación r_i .

En todos los cálculos se supone un factor de ocupación máximo, es decir que el individuo afectado, se encuentra las 24 horas del día y los 365 días del año expuesto a la posible radiación sin protección.

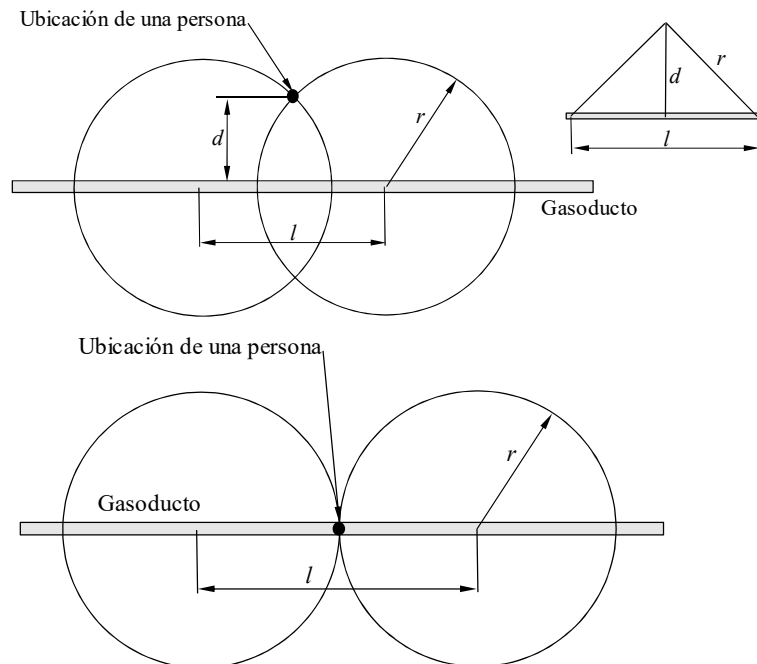


Figura 11: Distancia de interacción para el cálculo de riesgo individual. (IGEM/TD/2, 2015)

Riesgo social

El análisis del riesgo individual se completa con el estudio del riesgo social en una tubería, que corresponde a la cantidad de personas que se puede perjudicar con un solo incidente.

En general, los peligros asociados a la operación de un gasoducto de alta presión suelen ser de altas consecuencias y baja frecuencia; y el riesgo social mide la relación entre la frecuencia de un accidente y el número de víctimas que resultarían (IGEM/TD/1, 2016).

El riesgo social se mide normalmente a través de las curvas $F-N$. Estos gráficos son las representaciones de la frecuencia de potenciales accidentes fatales en un ducto F , en función del número de personas fallecidas que podría causar N (ver Figura 12).

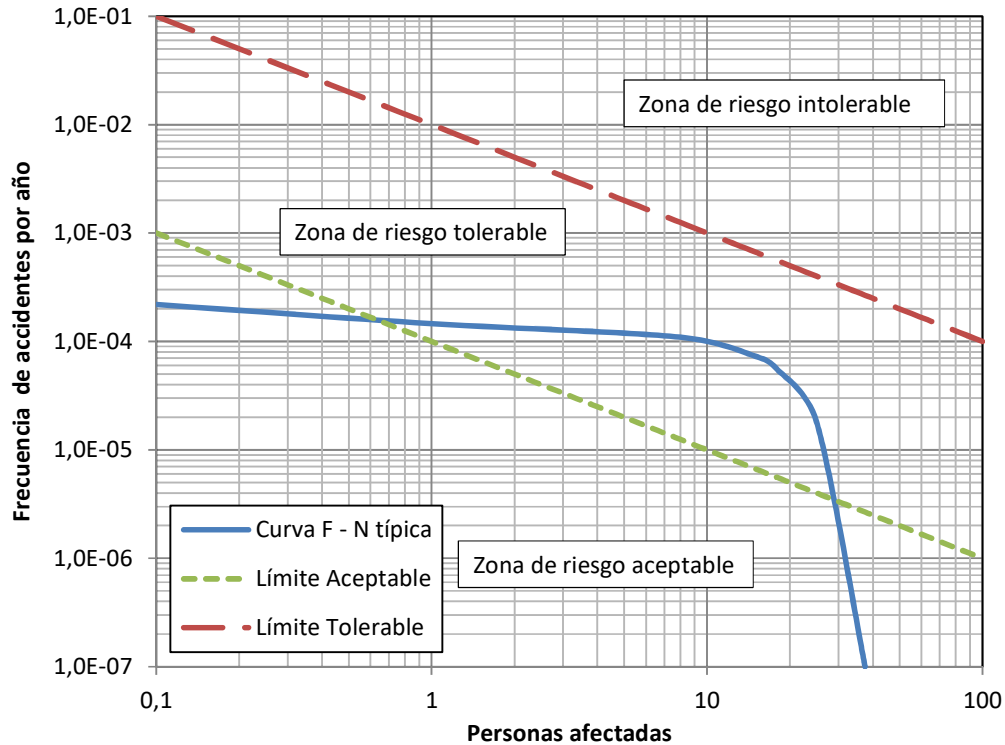


Figura 12: Curva $F-N$ típica para el cálculo de riesgo social. (IGEM/TD/1, 2016)

Los gráficos $F-N$ representan la cantidad de fatalidades que la sociedad está dispuesta a admitir en un solo accidente, por ello son representativas del riesgo social.

Para calcular el riesgo social se tiene que considerar la actividad humana en los alrededores de los tramos en estudio. La determinación de esta actividad se puede realizar mediante un relevamiento detallado de la traza o a partir de fotos satelitales actualizadas.

La frecuencia f y el número de personas N afectadas por un determinado tipo de falla (que depende del radio de afectación r) se calcula sobre cada ubicación de la traza. De esta forma, se calculan los pares $f-N$ para cada progresiva del gasoducto. Los pares $f-N$ se ordenan de menor a mayor según la cantidad de víctimas N y se determina la frecuencia acumulativa, F , de N . Con los pares $F-N$ para cada progresiva y se puede graficar la curva $F-N$.

Evaluación del riesgo

En esta etapa se compara los valores de riesgo obtenidos, tanto individual como social, con criterios de aceptación valorados internacionalmente y en comparativa con los riesgos asociados a otras actividades humanas.

El HSE (2001) ha determinado los criterios para los niveles de riesgo individuales en el Reino Unido. La Figura 13 muestra el marco de aceptación del riesgo individual, basado en el riesgo histórico de muerte en aquel país.

Al respecto, la Práctica Recomendada IGEM/TD/1 (2016), contempla los siguientes criterios: a) si el riesgo individual está en la zona intolerable, el mismo no puede ser justificado salvo en circunstancias extraordinarias; b) si el riesgo está en la zona totalmente aceptable, el nivel del riesgo residual es considerado insignificante; c) si un riesgo se encuentra en entre las zonas a) y b), el riesgo es tolerable solo si una reducción adicional del mismo es impracticable o si se requiere una acción desproporcionada en tiempo y esfuerzo respecto de la reducción que se alcanzaría, esto es lo que se denomina criterio ALARP (por sus siglas en inglés, "As Low As Reasonably Practicable").

El análisis del riesgo social es más complejo que el caso del riesgo individual; definir qué riesgo es tolerable o aceptable es complejo ya que depende de muchos factores, entre ellos: la magnitud de las consecuencias, los beneficios de la actividad que produce ese riesgo, si el riesgo es voluntario o impuesto por un tercero, etc. En general, está comprobado que la sociedad acepta con mayor facilidad los riesgos de bajas consecuencias individuales que aquellos que implican altas consecuencias. Normalmente la percepción de la sociedad es que un accidente de aviación con 100 víctimas es menos tolerable que 100 accidentes automovilísticos de una fatalidad cada uno, aun cuando las probabilidades de un accidente de aviación son mucho más bajas.

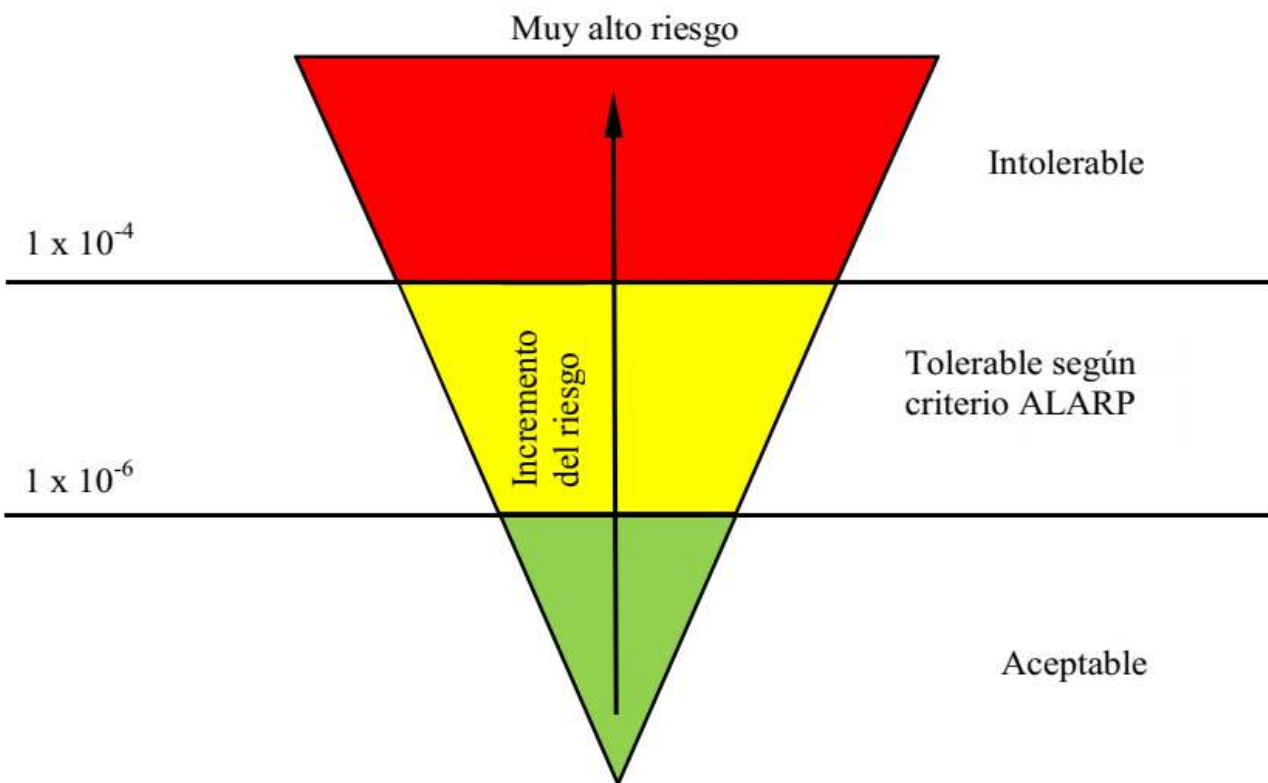


Figura 13: Criterio de aceptación del riesgo individual. (HSE, 2001)

El HSE (2001) ha definido valores de riesgo aceptables por la sociedad y así se define el criterio COMAH. El riesgo social intolerable se define a través de un punto que establece que accidentes que causen 50 o más víctimas fatales, deberían tener una frecuencia de ocurrencia igual o mayor a 1 en 5.000 por año (línea roja en la Figura 12). El límite tolerable del riesgo social se define como dos órdenes de magnitud menor al límite intolerable según COMAH; es decir, accidentes que causen 50 o más fatalidades deben tener una frecuencia de ocurrencia igual o mayor a 1 en 500.000 por año (línea verde en la Figura 12). Por debajo de esta línea el riesgo social es aceptable.

El riesgo social indica si la traza de un gasoducto es adecuada, ya que curvas $F-N$ que superen los criterios indicados anteriormente implicarían un proyecto inadecuado o que el ducto construido adecuadamente fue rodeado de viviendas u otras instalaciones de uso humano a lo largo del tiempo.

Medidas de mitigación, disminución y control del riesgo

El diseño original de un gasoducto busca ubicarlo a la máxima distancia posible a centros poblados, sin embargo, el crecimiento urbano puede incrementar la densidad poblacional en algunos segmentos del ducto. Cuando el riesgo individual y/o social se ve incrementado considerablemente, el operador deberá tomar medidas de mitigación.

Las posibles medidas de mitigación se deberían aplicar en caso de que el riesgo sea intolerable o bien, se encuentre en la zona tolerable (ALARP) con el fin de disminuir el riesgo a valores aceptables. Se puede tomar acciones sobre las probabilidades de las amenazas identificadas y/o sobre sus consecuencias, a fin de disminuir el riesgo a valores aceptables según los criterios de aplicación aplicados.

Las medidas de mitigación se pueden aplicar a toda la traza, o bien enfocarlas en distintas zonas, con la posibilidad de realizar una combinación de estas siempre con el objetivo de disminuir el riesgo asociado a la operación del ducto, a fin de incrementar la seguridad de las personas, bienes y medio ambiente. Entre las medidas que se pueden utilizar, se encuentran: reubicar la traza del gasoducto, disminuir el factor de diseño/presión de operación, aumentar tapada/espesor, instalación de cinta de precaución/losas de hormigón e incrementar señalización/frecuencia de vigilancia/campañas de difusión en la población. Algunas de estas medidas ya se consideran dentro de los factores de ajuste definidos en la determinación de las probabilidades de falla.

RELEVAMIENTO DEL SISTEMA DE GASODUCTOS EN ESTUDIO

El presente estudio se basa en los datos informados en el trabajo de Giudici et al. (2018), donde se releva las características principales del sistema de gasoductos existentes en la provincia de Córdoba y de los nuevos gasoductos, a partir de la información suministrada por el operador del sistema de gasoductos y por el gobierno de la provincia de Córdoba.

Complementando lo anterior, en el presente trabajo fueron relevadas las construcciones próximas a la traza de los tramos en estudio, así también los cruces de rutas y cursos de agua. Esta información fue relevada de imágenes satelitales disponibles (Google Maps, 2021).

ANÁLISIS DE RESULTADOS: CÁLCULO DEL RIESGO CUANTITATIVO DEL SISTEMA DE GASODUCTOS EN ESTUDIO

De acuerdo con la metodología definida para el análisis de riesgo cuantitativo descripta, se evaluaron aquellos gasoductos del sistema en estudio con mayor nivel de riesgo cualitativo, según lo definido en el trabajo de Giudici et al. (2018).

Cálculo del riesgo individual

A partir de la base de datos con las características propias de gasoductos en estudio y las imágenes satelitales disponibles con sus trazas, se dividieron los gasoductos en tramos cuyas características principales fueron similares. Para la evaluación de los niveles de riesgo individual de cada uno de los tramos, se desarrolló una planilla de cálculo con los algoritmos definidos previamente, lo que permitió determinar los sectores más comprometidos de los gasoductos.

En la Tabla 9 se presentan los gasoductos estudiados con los mayores niveles de riesgo individual calculados en sus trazados y la evaluación de dicho riesgo según el criterio establecido por el HSE (2001). Analizando esta tabla, se puede observar que la mayoría gasoductos presentan niveles de riesgo por encima del límite aceptable (1×10^{-6}), ubicándose en la zona ALARP. Este resultado se debe principalmente porque las trazas se ubican en rutas y calles, donde la probabilidad de ignición es alta. Es importante destacar que en todos los gasoductos analizados, la probabilidad de falla por daño por terceros P_T representa más del 90 % en la probabilidad de ocurrencia total P_O y consecuentemente en el nivel de individual RI .

Tabla 9: Riesgo individual de gasoductos del sistema en estudio con mayor nivel de riesgo cualitativo.

Denominación	Nivel de riesgo individual	Evaluación del riesgo individual
Gasoductos en operación		
CAP. REMEDIOS - FERREYRA (Odorizador - Limitadora, 10" y 60,51 bar)	7,22E-05	Tolerable (ALARP)
TOLEDO - CORDOBA (16" y 60,51 bar)	3,15E-05	Tolerable (ALARP)
CARRARA - ZIPOLI - 2 (12" y 20,1 bar)	1,93E-05	Tolerable (ALARP)
Nuevos gasoductos (Sistema Este)		
ALIMENTACIÓN A ARROYITO (6" y 24,52 bar)	2,29E-05	Tolerable (ALARP)
ALIMENTACIÓN A RIO PRIMERO (4" y 24,52 bar)	3,38E-05	Tolerable (ALARP)
ALIMENTACIÓN A ARROYITO (4" y 24,52 bar)	3,38E-05	Tolerable (ALARP)
TRONCAL (18" y 60,51 bar)	4,29E-08	Aceptable

Cálculo del riesgo social

Con respecto al riesgo social se analizaron los sectores de los gasoductos con mayor densidad poblacional, para ello se evaluaron las imágenes satelitales donde se encuentran ubicados los ductos.

El gasoducto Capilla de los Remedios - Ferreyra está ubicado en la ruta provincial U 203 y corresponde a una de las primeras alimentaciones de gas natural de la ciudad de Córdoba y alrededores (data de 1963). En la Figura 14 se muestra el sector con mayor nivel de construcciones cercanas al ducto (zona del cruce con la autopista AU 9) y en la Figura 15 se presenta la curva $F-N$ correspondiente.

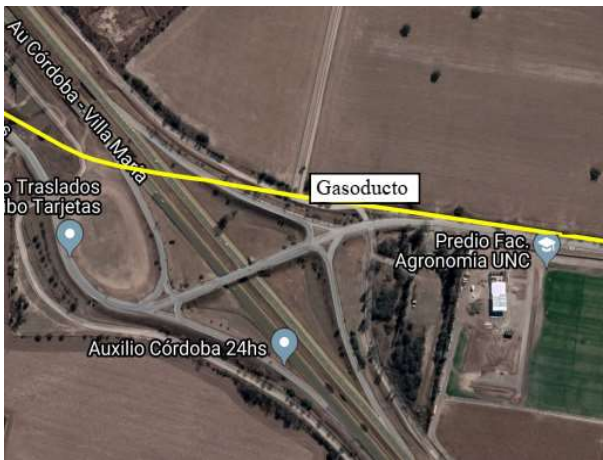


Figura 14: Sector de la traza de gasoducto Cap. Remedios – Ferreyra (cruce con Au. Córdoba – Rosario).

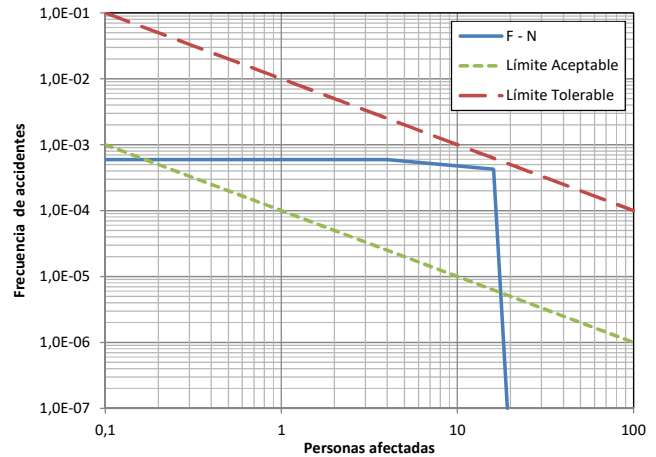


Figura 15: Curva *F-N* del sector de la traza de gasoducto Cap. Remedios – Ferreyra.

El gasoducto Toledo - Córdoba es un ducto instalado casi en su totalidad en zona rural, pero con el paso del tiempo (construido en 1985) y del crecimiento de áreas urbanas en el gran Córdoba, actualmente tiene varios sectores comprometidos en cuanto a la cercanía de núcleos urbanos. En la Figura 16 se observa uno de los sectores con mayor nivel de construcciones cercanas al gasoducto (zona del cruce con el camino a 60 Cuadras) y en la Figura 17 se presenta la curva *F-N* correspondiente.



Figura 16: Sector de la traza de gasoducto Toledo – Córdoba (cruce con Cno. a 60 Cuadras).

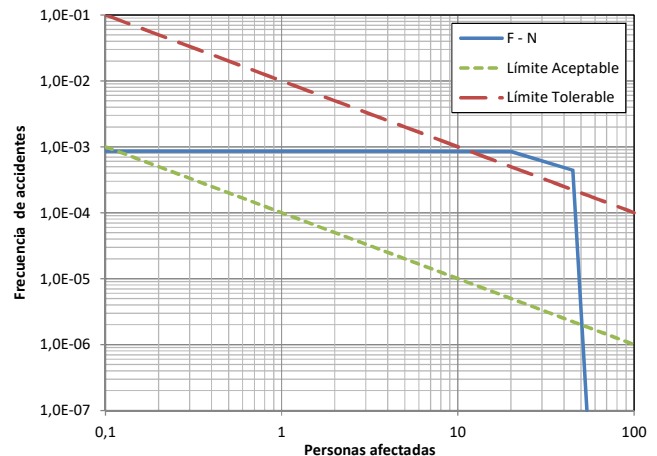


Figura 17: Curva *F-N* del sector de la traza de gasoducto Toledo – Córdoba.

El gasoducto Carrara – Zípoli-2 está ubicado en la ciudad de Córdoba y en sus últimos kilómetros (desde la Avenida de Circunvalación hasta el puente Zípoli sobre el Río Suquía) se caracteriza por tener una traza urbana. En la Figura 18 se presenta uno de los sectores con mayor nivel de construcciones cercanas al gasoducto (zona del cruce con la Avenida Sagrada Familia) y en la Figura 19 se observa la curva *F-N* del sector.

Con respecto a los nuevos gasoductos construidos por la provincia de Córdoba, la localidad de Arroyito cuenta dos nuevos, uno de diámetro 6” que alimenta la zona industrial y otro de 4” para la zona residencial. En las Figuras 20 y 21 se pueden observar sectores de las trazas de los gasoductos en las zonas urbanas de la localidad de Arroyito.



Figura 18: Sector de la traza de gasoducto Carrara – Zípoli 2 (cruce con Av. Sagrada Familia).

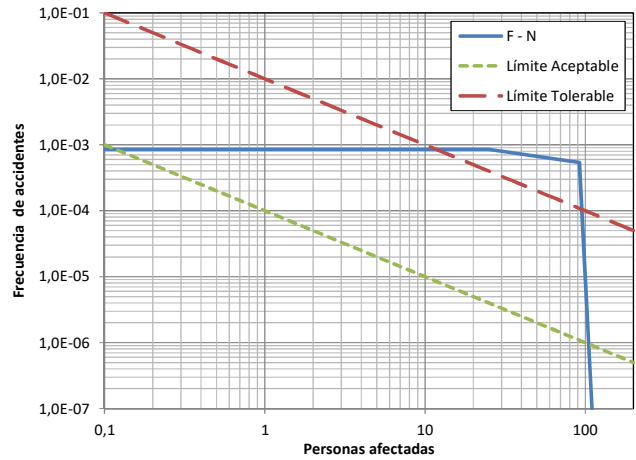


Figura 19: Curva *F-N* del sector de la traza de gasoducto Carrara – Zípoli 2.



Figura 20: Trazo de gasoducto 6” en Arroyito.



Figura 21: Trazo de gasoducto 4” en Arroyito.

A continuación, se presentan las curvas *F-N* de los sectores más comprometidos de esas cañerías (ver Figura 22 y 23).

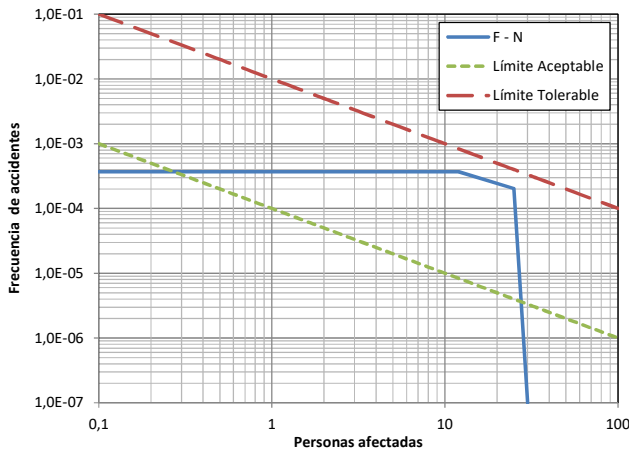


Figura 22: Curva *F-N* de gasoducto 6” en Arroyito (progresiva km 6,340).

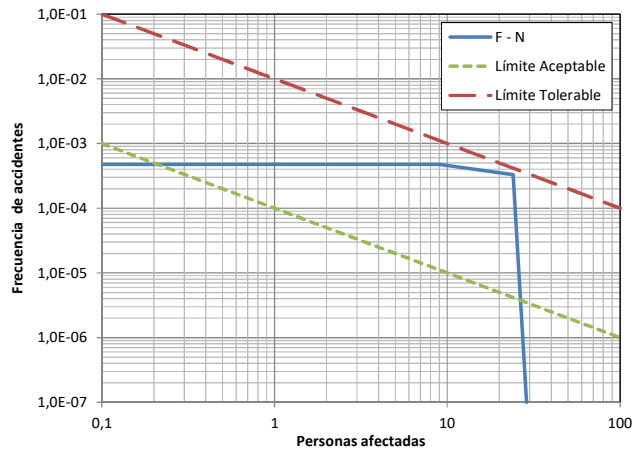


Figura 23: Curva *F-N* de gasoducto 4” en Arroyito (progresiva km 2,475).

En la Figura 24 se muestra el último tramo de la alimentación en 4" para la localidad de Río Primero, mientras que en la Figura 25 se observa el tramo rural del gasoducto principal de diámetro 18" en el área rural de esa localidad.

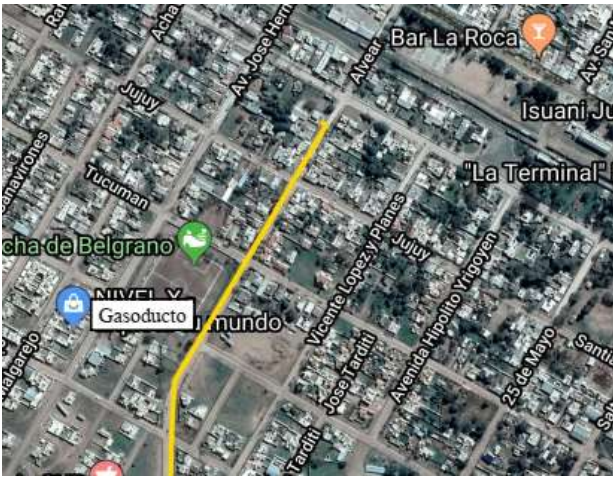


Figura 24: Traza de gasoducto 4" en Río Primero.



Figura 25: Traza rural de gasoducto 18" en Río Primero.

A continuación, se presentan las curvas $F-N$ de los sectores más comprometidos de esas cañerías (ver Figuras 26 y 27).

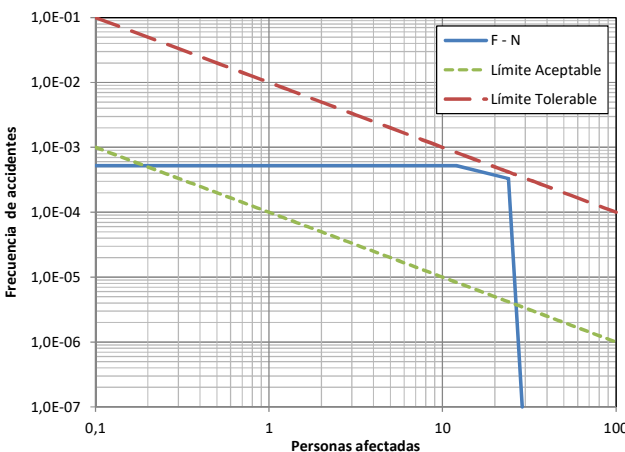


Figura 26: Curva $F-N$ de gasoducto 4" en Río Primero (progresiva km 5,603).

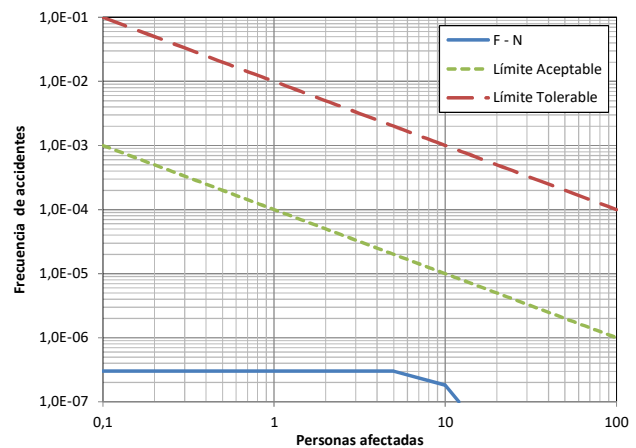


Figura 27: Curva $F-N$ de gasoducto 18" en zona rural de Río Primero (zona de derivación esa localidad).

En la Tabla 10 se presenta la evaluación de los niveles de riesgo social en las zonas más comprometidas de los gasoductos analizados, según el criterio COMAH. Se puede observar que los niveles de riesgo social en los nuevos gasoductos son tolerables o aceptables, según el Criterio COMAH; no así en los gasoductos preexistentes donde algunos superan los niveles tolerables establecidos por HSE (2001). Se considera que esto se debe principalmente al crecimiento demográfico de la ciudad de Córdoba y el gran Córdoba desde los años de instalación estos gasoductos (más de 30 años). Otro aspecto que se debería tener en cuenta es el cambio en el niveles de aceptación del riesgo social a lo largo del tiempo, donde en general estos se tornaron más exigentes (HSE, 2001).

Tabla 10: Riesgo social de gasoductos del sistema en estudio con mayor nivel de riesgo cualitativo.

Denominación	Evaluación del riesgo social (COMAH)
Gasoductos en operación	
CAP. REMEDIOS - FERREYRA (Odorizador - Limitadora, 10" y 60,51 bar)	Tolerable
TOLEDO - CORDOBA (16" y 60,51 bar)	No tolerable
CARRARA - ZIPOLI - 2 (12" y 20,1 bar)	No tolerable
Nuevos gasoductos (Sistema Este)	
ALIMENTACIÓN A ARROYITO (6" y 24,52 bar)	Tolerable
ALIMENTACIÓN A RIO PRIMERO (4" y 24,52 bar)	Tolerable
ALIMENTACIÓN A ARROYITO (4" y 24,52 bar)	Tolerable
TRONCAL (18" y 60,51 bar)	Aceptable

Adopción de medidas de mitigación, disminución y control del riesgo

Analizando en conjunto los niveles de riesgo individual y social de los gasoductos estudiados (Tablas 9 y 10), se considera que sería necesario aplicar algunas medidas para la mitigación del riesgo, fundamentalmente en los gasoductos preexistentes.

Con respecto a los niveles de riesgo individual, si bien ninguno de los gasoductos estudiados se encuentra en la zona intolerable, el gasoducto Capilla de los Remedios – Ferreyra con un riesgo individual de $7,16 \times 10^{-5}$ se encuentra muy por encima del límite de la zona aceptable (1×10^{-6}), por cual sería conveniente aplicar alguna acción de mitigación del riesgo. Teniendo en cuenta su sencillez para la concreción, se consideran las siguientes acciones de mitigación: mejoramiento de la señalización, e incremento de la frecuencia de vigilancia a 15 días. Modificando los factores de ajustes correspondientes (R_{mp} y R_s), el riesgo individual llegaría $4,34 \times 10^{-5}$, lo que representa un descenso de casi un 40%.

Los gasoductos Toledo – Córdoba y Carrara – Zipoli-2 presentan niveles de riesgo social intolerable en los sectores estudiados, por lo cual es necesario proyectar alguna medida de mitigación. En primera instancia se propone el mejoramiento de la señalización y el incremento de la frecuencia de vigilancia a 15 días.

En las Figuras 28 y 29 se observan las curvas $F-N$ modificadas de los sectores de estudio de los citados gasoductos. En esas Figuras se aprecia que los niveles de riesgo todavía están en zona intolerable, por lo cual se deben adoptar otras medidas de mitigación.

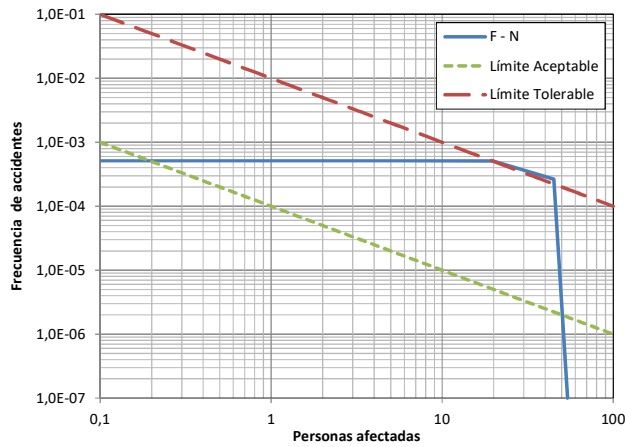


Figura 28: Curva $F-N$ modificada (incremento señalización y vigilancia). Gasoducto Toledo – Córdoba.

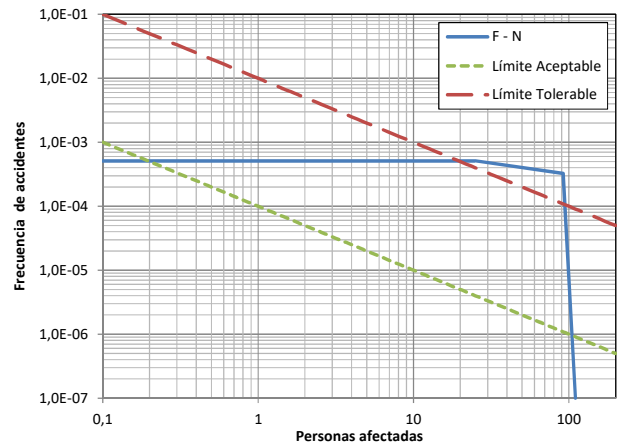


Figura 29: Curva $F-N$ modificada (incremento señalización y vigilancia). Gasoducto Carrara – Zípoli 2.

Entonces se propone instalación de cinta de precaución o losas de hormigón en los sectores en estudio. De acuerdo con los niveles de riesgo social existente en ambos sectores, se simula la instalación de cinta de precaución para el gasoducto Toledo – Córdoba y de losas de hormigón para el gasoducto Carrara – Zípoli-2. Con estas acciones de mitigación los sectores de estos gasoductos llegarían a tener un nivel de riesgo social tolerable según el criterio COMAH (ver Figuras 30 y 31).

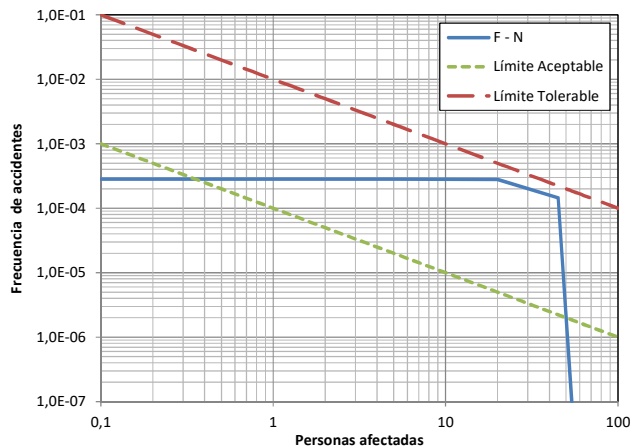


Figura 30: Curva $F-N$ modificada (instalación de cinta de precaución). Gasoducto Toledo – Córdoba.

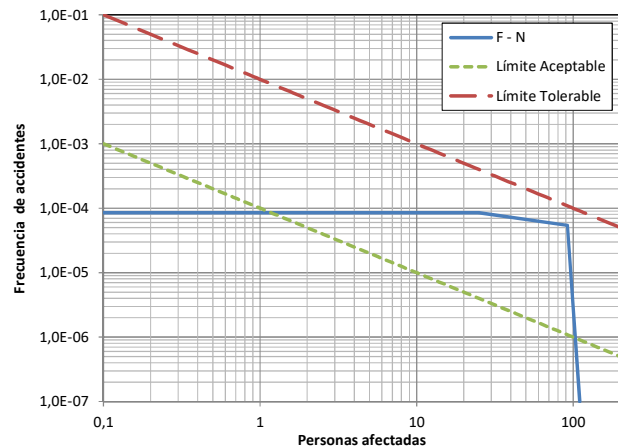


Figura 31: Curva $F-N$ modificada (instalación de losas de hormigón). Gasoducto Carrara – Zípoli 2.

En la Tabla 11 se presentan los nuevos niveles de riesgo individual y las evaluaciones de los riesgos individual y social según el criterio establecido, aplicando las medidas de mitigación propuestas.

Tabla 11: Nuevos niveles de riesgos individual y social de acuerdo con las medidas de mitigación propuestas.

Denominación	Medida de mitigación propuesta	Nivel de riesgo individual	Evaluación del riesgo individual	Evaluación del riesgo social (COMAH)
CAP. REMEDIOS - FERREYRA (Odorizador - Limitadora, 10" y 60,51 bar)	Mejoramiento de señalización e incremento de frecuencia de vigilancia a 15 días	7,22E-05	Tolerable (ALARP)	Tolerable
TOLEDO - CORDOBA (16" y 60,51 bar)	Instalación de cinta de precaución	3,15E-05	Tolerable (ALARP)	Tolerable
CARRARA - ZIPOLI - 2 (12" y 20,1 bar)	Instalación de losas de hormigón	1,93E-05	Tolerable (ALARP)	Tolerable

CONCLUSIONES

En este trabajo se desarrolló un modelo para la evaluación del riesgo cuantitativo para los sistemas de gasoductos, basado en la medición de tanto la probabilidad como las consecuencias de todos los eventos perjudiciales para el sistema. En la elaboración del citado modelo se contemplaron los siguientes pasos: a) identificación de las amenazas a la integridad, b) estimación de las probabilidades de falla de las amenazas identificadas, c) estimación de las consecuencias de una falla, d) determinación del riesgo cuantitativo, e) evaluación el riesgo y f) adopción de medidas de mitigación.

Complementando el relevamiento de las características principales del sistema de gasoductos existentes en la provincia de Córdoba y de los nuevos gasoductos ya disponible, en el presente trabajo fueron relevadas las construcciones próximas a la traza de los tramos en estudio, así también los cruces de rutas y cursos de agua, a partir imágenes satelitales disponibles.

Se consideraron aquellos gasoductos del sistema en estudio con mayor nivel de riesgo cualitativo, definidos en el citado trabajo, estableciendo los niveles de riesgo individual y social de cada uno de ellos y evaluando dichos niveles según los criterios establecidos por el HSE.

Fundamentalmente en los gasoductos preexistentes, algunos niveles de riesgo calculados resultaron intolerables, por lo que se consideró necesario la aplicación de medidas para la mitigación del riesgo. Se definieron las medidas más convenientes según los distintos casos, tales como mejoramiento de la señalización, incremento de la frecuencia de vigilancia, instalación de cinta de precaución o losas de hormigón.

Este trabajo permitió poner en evidencia la alta incidencia de probabilidad de falla por daño por terceros en la probabilidad de ocurrencia total, frente a las otras probabilidades de falla del modelo propuesto, como corrosión externa y defecto de fabricación y/o construcción. Esto es corroborado con la información de las bases de datos internacionales presentadas sobre incidentes en gasoductos. Por ello, resulta de suma importancia que los operadores de gasoductos hagan un permanente control de las actividades de terceros en las trazas de los gasoductos e informen a las autoridades gubernamentales de la existencia de estos ductos y sus condiciones de seguridad, para que ellas arbitren las medidas necesarias para una adecuada planificación urbana.

A partir de la experiencia realizada, se prevé avanzar en la sistematización de la metodología de riesgo cuantitativo presentada, que permita manejar adecuadamente la gran cantidad de datos que requiere, a fin de abordar sistemas de gasoductos más complejos y simular distintas acciones y posibles eventos sobre ellos.

REFERENCIAS

- API 521. 2014. “Pressure-relieving and Depressuring Systems”, 6th Edition, American Petroleum Institute (API), NW Washington, DC, USA.
- ASME B31.8. 2018. “Gas Transmission and Distribution Piping Systems”, American Society of Mechanical Engineers, New York, NY, USA.
- ASME B31.8S. 2018. “Managing System Integrity of Gas Pipelines”, American Society of Mechanical Engineers (ASME), New York, NY, USA.
- BSI PD 8010-3. 2008. “Pipeline systems. Steel pipelines on land. Guide to the application of pipeline risk assessment to proposed developments in the vicinity of major accident hazard pipelines containing flammables”, British Standard Institution (BSI), UK.
- Crane. 2009. “Flow of Fluids through Valves, Fitting and Pipes”, Crane Technical Paper 410 M, New York, NY, USA.
- EGIG. 2018. “Gas Pipeline Incident”, 10th Report, European Gas pipeline Incident data Group, <https://www.EGIG.eu/>.
- Giudici A. J., Matusевич A. E., Soria Castro L. M., Massa J. C. 2016. “Falla de Gasoductos con Defectos Volumétricos”, *Revista Iberoamericana de Mecánica*, Vol. 20, No.1. pp. 03-20.
- Giudici A. J., Stuardi J. E., Estrada C.F. 2018. “Caracterización de Gasoductos de la Provincia de Córdoba, Argentina”, *Revista Internacional de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil*. Vol. 17 (1-2). pp. 116-127.
- Google Maps. 2021. USA, <https://www.google.com.ar/maps/>.
- Hockey S.M. and Rew P.J. 1996. “Review of human response to thermal radiation”, Report CRR 97, WS Atkins Safety and Reliability, Health and Safety Executive (HSE), UK.
- HSE. 2001. *Reducing risks, protecting people, HSE's decision-making process*, Health and Safety Executive (HSE), UK.
- IGEM/TD/1. 2016. “Steel pipelines and associated installations for high pressure gas transmission”, Edition 5+A, Institution of Gas Engineers and Managers (IGEM), Kegworth, Derby, UK.
- IGEM/TD/2. 2015. “Assessing the risks from high pressure Natural Gas pipelines”, Edition 2+A, Institution of Gas Engineers and Managers (IGEM), Kegworth, Derby, UK.
- Kiefner, J.F. 1997. “A Risk Management Tool for Establishing Budget Priorities”, NACE TechEdge Series Program, Houston, TX, USA.
- Lees F. 2012. “Lees' Loss Prevention in the Process Industries: Hazard Identification, Assessment and Control”, Fourth Edition, Butterworth – Heinemann, MA, USA.
- Massa J. C. y Giudici A.J. 2010. “Daño por efectos de oxidación en gasoductos”, *Revista Internacional de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil*. Vol.10 (2). pp. 119-138.
- Mather J., Blackmore C., Petrie A. and Treves, C. 2001. “An assessment of measures in use for gas pipelines to mitigate against damage caused by third party activity”, Report CRR 372, WS Atkins Consultants Ltd, Health and Safety Executive (HSE), UK.

- Muhlbauer, W.K. 2004. "Pipeline Risk Management Manual", Third Edition, Gulf Professional Publishing, Burlington, MA, USA.
- NAG 100. 1993. "Normas argentinas mínimas de seguridad para el transporte y distribución de gas natural y otros gases por cañerías", Ente Nacional Regulador del Gas, Buenos Aires, Argentina.
- OPS. 2019. Office of Pipeline Safety, Washington DC, USA, <https://www.phmsa.dot.gov/about-phmsa/offices/office-pipeline-safety>.
- Peabody A.W. 2001. "Peabody's Control of Pipeline Corrosion", Bianchetti, R.L. Editor, NACE, Houston, TX, USA.
- Spencer H. and Rew P.J. 1997. "Ignition probability of flammable gases", Report CRR 146, WS Atkins Safety and Reliability, Health and Safety Executive (HSE), UK.
- Spencer H., Daycock J. and Rew P.J. 1998. "A model for the ignition probability of flammable gases – Phase 2", Report CRR 203, WS Atkins Consultants Ltd, Health and Safety Executive (HSE), UK.
- Stuardi J.E., Giudici A.J., Chiappero G.D., Cocco L. 2013. "Análisis de falla por fractura en gasoductos", *Mecánica Computacional*, Vol. 32. pp. 1671-1686.
- UKOPA. 2019. "Pipeline Product Loss Incidents and Faults Report", United Kingdom Onshore Pipeline Operators Association (UKOPA), Ambergate, UK.

RESEÑA DE AUTORES



A. Giudici

Ingeniero Mecánico Electricista egresado de la Universidad Nacional de Córdoba, Argentina y Magister en Dirección de Empresas egresado de la Universidad Católica de Córdoba, Argentina. Ha desarrollado su actividad profesional en empresas de distribución y transporte de gas, tales como Gas del Estado S.E. y Distribuidora de Gas del Centro S.A. de Argentina. Además, trabajos de consultoría a empresas constructoras en el desarrollo de proyectos de instalaciones específicas para la provisión de gas. Es Profesor Titular concursado, en la Cátedra Cálculo Estructural II, para las carreras de Ingenierías Mecánica, Mecánica Electricista y Aeronáutica, en la Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales de la Universidad

Nacional de Córdoba. Además, es Docente Investigador, en el marco del Programa de Incentivos a docentes investigadores de Universidades Nacionales de Argentina; participando en diversos proyectos de investigación en el área de la ingeniería mecánica. Cuenta con publicaciones en revistas con referato y presentaciones en congresos nacionales e internacionales. Las líneas de investigación son: a) Seguridad de los sistemas de distribución de gas y su entorno. b) Análisis estructural de componentes mecánicos, utilizando simulación numérica y técnicas experimentales.

RESEÑA DE AUTORES (CONT.)



J. Stuardi

Ingeniero Mecánico Electricista egresado de la Universidad Nacional de Córdoba, Argentina y Doctor en Ciencias de la Ingeniería egresado de la Universidad Técnica de Berlín, Alemania. Se desempeña como consultor en el Área de Vibraciones Mecánicas en el ámbito civil y mecánico. Es representante de *Gerb Schwingungsisolierungen GmbH* teniendo a cargo proyectos asociados con dinámica estructural y control de vibraciones en cañerías, edificios, máquinas pesadas, puentes, etc. Es Profesor Titular concursado en la Cátedra Vibraciones Mecánicas y Dinámica de Máquinas en la Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales de la Universidad Nacional de Córdoba. Además, es Docente Investigador participando en diversos proyectos de investigación en el área de la ingeniería mecánica. Cuenta con numerosas publicaciones en revistas internacionales con

referato y presentaciones en congresos nacionales e internacionales. Las líneas de investigación son: a) Seguridad de los sistemas de distribución de gas y su entorno. b) Análisis estructural estático y dinámico de componentes mecánicos mediante simulación numérica y técnicas experimentales.



G. Chiappero

Ingeniero Mecánico Electricista egresado de la Universidad Nacional de Córdoba, Argentina y Magister en Ingeniería egresado de la Universidad Nacional del Sur de Bahía Blanca, Argentina. Ha desarrollado su actividad profesional en empresas de procesos y de energía tales como Alto Paraná SA y ABB SA. Además, ha realizado consultoría a empresas de diversos rubros en temas de vibraciones mecánicas en máquinas rotativas y en problemas asociados a la dinámica estructural. Es Profesor Adjunto concursado, en la Cátedra Vibraciones Mecánicas y dinámica de Máquinas para la carrera de Ingenierías Mecánica en la Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales de la Universidad Nacional de Córdoba. Además, es Docente

Investigador, en el marco del Programa de Incentivos a docentes investigadores de Universidades Nacionales de Argentina; participando en diversos proyectos de investigación en el área de la ingeniería mecánica. Cuenta con publicaciones en revistas con referato y presentaciones en congresos nacionales e internacionales. Las líneas de investigación son: a) Seguridad de los sistemas de distribución de gas y su entorno. b) Análisis estructural de componentes mecánicos, utilizando simulación numérica y técnicas experimentales.

DESARROLLO DE ESPECTROS DE DISEÑO ELÁSTICOS PARA DIFERENTES MUNICIPIOS DE PUERTO RICO¹

Luis E. Suárez Colche², Jerson López Fajardo³, José A. Martínez Cruzado⁴

RESUMEN: La más reciente actualización del Mapa de Peligrosidad Sísmica de Puerto Rico se llevó a cabo en el 2003 cuando se consideró la primera falla sísmica activa dentro de la isla, en la zona de Cabo Rojo. Desde entonces se han realizado varios estudios geofísicos en diversas fallas sísmicas dentro de la Isla que han ayudado a ampliar el conocimiento de las mismas y, en algunos casos, a reconocer su alta actividad sísmica. La Secuencia Sísmica que comenzó en diciembre de 2019 produjo más de trece mil sismos en el 2020, teniendo un gran porcentaje de ellos su epicentro dentro de la Isla. La abrumadora evidencia de fallas sísmicas activas dentro de la Isla urge la pronta actualización del Mapa de Peligrosidad Sísmica. Sin embargo, hace falta múltiples estudios que determinen con aceptada precisión la localización, el tamaño y la razón de deslizamiento de estas fallas para que las mismas pueden ser incluidas en el Mapa de Peligrosidad Sísmica. Mientras tanto los ingenieros requieren urgentemente un estimado apropiado de las cargas sísmicas que estas fallas, no estudiadas a fondo, puedan aplicar a las estructuras a diseñar o a rehabilitar. En este artículo se utilizan los conocimientos actuales de las zonas de fallas sísmicas existentes y la metodología determinística del ASCE 7-16 para desarrollar espectros de diseño para doce municipios de Puerto Rico tomando en consideración todas las zonas de fallas sísmicas que amenazan constantemente a la Isla. En promedio los espectros propuestos casi duplican las cargas sísmicas de diseño que exige el código actual IBC 2018.

Palabras claves: ASCE 7-16, códigos sísmicos de Puerto Rico, espectros de diseño, mapas de peligrosidad sísmica

DEVELOPMENT OF SPECTRA ELASTIC DESIGN FOR DIFFERENT MUNICIPALITIES OF PUERTO RICO

ABSTRACT: The most recent update of the Seismic Hazard Map of Puerto Rico was carried out in 2003 when the first active seismic fault within the island, in the Cabo Rojo area, was considered. Since then, several geophysical studies have been carried out on various seismic faults within the island that have helped to expand the knowledge of these faults and, in some cases, to recognize their high seismic activity. The Seismic Sequence that began in December 2019 produced more than thirteen thousand earthquakes in 2020, with a large percentage of them having their epicenter within the Island. The overwhelming evidence of active seismic faults within the Island urges the prompt update of the Seismic Hazard Map. However, multiple studies are needed to determine with accepted precision the location, size and slip rate of these faults so that they can be included in the Seismic Hazard Map. In the meantime, engineers urgently require a proper estimate of the seismic loads that these faults, not thoroughly studied, can apply to the structures to be designed or rehabilitated. In this paper we use the current knowledge of the existing earthquake fault zones and the deterministic methodology of ASCE 7-16 to develop design spectra for twelve municipalities of Puerto Rico taking into consideration all the earthquake fault zones that constantly threaten the Island. In average, the proposed spectra almost double the design seismic loads required by the current 2018 IBC code.

Keywords: ASCE 7-16, Puerto Rico seismic codes, design spectra, seismic hazard maps

¹ Artículo recibido el 9 de septiembre de 2021 y aceptado para publicación el 23 de noviembre de 2021.

² Catedrático, Departamento de Ingeniería Civil y Agrimensura, Universidad de Puerto Rico, Recinto Universitario de Mayagüez (UPRM), Mayagüez, Puerto Rico 00681-9041. Email: luis.suarez3@upr.edu

³ Asistente de Investigación de Postgrado, Programa de Ingeniería Civil, Universidad de Puerto Rico, Recinto Universitario de Mayagüez (UPRM), Mayagüez, Puerto Rico. Email: jerson.lopez@upr.edu

⁴ Catedrático, Departamento de Ingeniería Civil y Agrimensura, Universidad de Puerto Rico, Recinto Universitario de Mayagüez (UPRM), Mayagüez, Puerto Rico. Email: jamc2861@gmail.com

INTRODUCCIÓN

En las postrimerías de la década de 1990, los códigos de edificación de Puerto Rico consideraban que todas las fallas sísmicas que representaban algún peligro para la Isla se hallaban en el mar, alrededor de la Isla. En aquel entonces, todas las fallas sísmicas internas se consideraban inactivas, a pesar de que la Red Sísmica de Puerto Rico (PRSN) registraba múltiples sismos, primordialmente en la zona suroeste de la Isla, con epicentros dentro de la Isla con una profundidad focal que no superaba los 40 km. De hecho, el 30 de mayo de 1987 había ocurrido un sismo en tierra con magnitud $M = 4.9$ y profundidad focal de 6 km en la zona de Cabo Rojo que averió severamente una estructura escolar.

Para el año 2000, la PRSN logró coordinar la búsqueda de fallas sísmicas activas con el Servicio Geológico de Estados Unidos (USGS). Inicialmente se utilizaron fotos aéreas antiguas para identificar alineamientos que pudiesen estar asociados con fallas sísmicas. Se llevaron a cabo estudios no invasivos de Refracción y Reflexión Sísmica en varios lugares selectos buscando indicios de fallas sísmicas. A base de dichos estudios se seleccionó un lugar cerca de la Bahía de Boquerón para excavar una trinchera. Estudios de paleo sismología confirmaron rupturas superficiales del suelo para el tiempo del Holoceno evidenciando claramente la primera falla sísmica activa dentro de la Isla (Prentice *et al.*, 2005). Se entiende que para que un terremoto rompa la superficie terrestre debe ser de una magnitud mínima de 6.0 pero usualmente es de 7.0 o mayor. Un estudio similar se llevó a cabo en la colindancia entre la llanura de Añasco y la cadena de la Cordillera Central, pero en esta ocasión no se logró confirmar la fuerte sospecha de que hay una falla sísmica en dicha zona.

Los estudios realizados en Cabo Rojo modificaron significativamente el Mapa de Peligrosidad Sísmica de Puerto Rico que se publicó en el 2003, mientras que los estudios llevados a cabo en Añasco no tuvieron influencia alguna en el mismo.

La actividad sísmica ha continuado ininterrumpidamente desde entonces. Para el 2012 la Autoridad de Energía Eléctrica (AEE), preocupada por la alta sismicidad en la zona sur de la Isla, donde se hallan varias represas y embalses (siendo los principales Portugués y Cerrillos en Ponce, Toa Vaca en Villalba, Guayabal en Juana Díaz, Patillas en Patillas, y Carite en Guayama), encomendó al Buró de Reclamación (“US Bureau of Reclamation”) la búsqueda de fallas sísmicas en dicha región. El Buró de Reclamación mapeó la región con un LIDAR desde un avión e identificó alineamientos que pudieran estar asociados con rupturas superficiales de sismos antiguos. Estudios de Refracción y Reflexión Sísmica ayudaron a reducir significativamente la incertidumbre existente. En diciembre de 2012 se excavó una trinchera entre el Río Cañas y el Río Descalabrado, en jurisdicción de Juana Díaz, donde se halló evidencia inequívoca de desplazamientos sísmicos durante el tiempo del Holoceno (Piety *et al.*, 2018). En esta falla sísmica, denominada la Falla de Salinas, los estudios paleo sísmicos evidenciaron la ocurrencia de dos terremotos que han roto la superficie en los 10,000 años más recientes. Se entiende que esta Falla de Salinas entra a la Isla, junto a la de la Gran Zona de Fallas del Suroeste de Puerto Rico (GSPRFZ), por la zona donde se halla la Central Aguirre, y se extiende por lo menos hasta Ponce.

Posteriormente, profesores del Departamento de Geología del Recinto Universitario de Mayagüez de la Universidad de Puerto Rico observaron en el Municipio de Guánica una sólida evidencia de desplazamientos relativos de falla de escurrimiento lateral izquierdo siguiendo la teoría del rebote elástico. Subsiguientemente se llevaron a cabo estudios con Radars de Penetración de Suelos y estudios de Refracción y Reflexión Sísmica en la zona de Punta Montalva. Sin embargo, nunca se llegó a excavar una trinchera que confirmara los estudios no invasivos. Se cree que fue en la extensión de esta falla en el mar que se produjo el sismo $M 5.8$ del 6 de enero de 2020.

Se entiende que el sismo de $M 6.4$ del 7 de enero de 2020 ocurrió en el Cañón de Guayanilla, a menos de 4 km de la costa de Guayanilla. De hecho, la PRSN registró más de 13,000 sismos en la zona suroeste de Puerto Rico durante el 2020.

La PRSN sigue registrando múltiples sismos en la zona suroeste de Puerto Rico, zona delimitada por las fallas GSPRFZ que se alinea desde la zona de la Central Aguirre en Guayama, cruza diagonalmente la Isla por los Municipios de Salinas, Santa Isabel, Juana Díaz, Ponce, Adjuntas, Lares, San Sebastián, y Añasco con una ramificación al norte partiendo desde Adjuntas hacia Lares, San Sebastián, Moca y saliendo aproximadamente por el Río Culebrinas entre Aguada y Aguadilla, y con otra extensión hacia el sur desde Adjuntas, Lares, Las Marías y saliendo aproximadamente por el Río Guanajibo entre Mayagüez y Cabo Rojo. La GSPRFZ se extiende por más de 110 km, lo cual pudiera indicar que tiene un potencial de generar terremotos de $M \geq 8.0$ (Naeim, 1989).

Ante este panorama se evidencia la urgencia de poner al día el Mapa de Peligrosidad Sísmica de Puerto Rico debido a que el Código de Edificación vigente, IBC 2018, continúa utilizando el Mapa de Peligrosidad Sísmica generado en el 2003. Sin embargo, debe indicarse que el proceso del USGS de actualizar un Mapa de Peligrosidad Sísmica se limita a la amplia consideración de los variados estudios geofísicos que puedan estar publicados en la literatura, y no incluye en sí ni la búsqueda, ni la caracterización de fallas sísmicas. Por tal motivo urge buscar, hallar y caracterizar toda posible falla sísmica que represente serios peligros a la comunidad puertorriqueña, prioritariamente la GSPRFZ, antes de llevar a cabo la actualización del Mapa de Peligrosidad Sísmica de Puerto Rico.

Basado en estos hallazgos relacionados a desastres naturales en donde el ingeniero estructural tiene un rol protagónico, recomendamos a la Junta de Gobierno del Colegio de Ingenieros y Agrimensores de Puerto Rico (CIAPR) que a la mayor brevedad provea a su matrícula de ingenieros estructurales profesionales una metodología confiable para considerar las fallas sísmicas que existen en nuestro archipiélago y no están incorporadas en el Código de Edificación vigente. La urgencia se acentúa por la disponibilidad significativa de fondos externos que han llegado a la Isla para rehabilitar su infraestructura por los efectos del Huracán María y de la Secuencia Sísmica que se activó en diciembre de 2019. Numerosas estructuras escolares, hospitalarias, gubernamentales, entre otras, serán rehabilitadas próximamente, lo más probable antes de la actualización del Mapa de Peligrosidad Sísmica.

El presente artículo técnico delinea una opción razonable para que los ingenieros estructurales tomen en consideración, tanto para la rehabilitación de estructuras como para el diseño de nuevas estructuras, todas las fallas sísmicas identificadas en la Isla por medio del desarrollo de un Espectro de Diseño Elástico para una docena de municipios en Puerto Rico.

DESARROLLO DE ESPECTROS DE DISEÑO ELÁSTICOS DE RESPUESTA MÁXIMA PARA 12 MUNICIPIOS DE PUERTO RICO

Al estar el archipiélago de Puerto Rico plagado de fallas sísmicas tanto mar afuera, por sus cuatro puntos cardinales, como dentro de la Isla se seleccionaron 12 municipios, a base de la población y de su localización geográfica, para generar espectros de respuesta máximo creíbles que sirvieran como base para el eventual desarrollo de sus respectivos espectros de diseño. Los doce municipios seleccionados fueron: Aguadilla, Arecibo, Cabo Rojo, Caguas, Culebras, Fajardo, Maunabo, Mayagüez, Ponce, San Juan, Utuado, y Vieques.

La generación del espectro de respuesta máximo creíble para cada uno de los doce municipios seleccionados conllevó el siguiente procedimiento:

1. La región de Puerto Rico entre las latitudes 17 y 20° N y las longitudes 64 a 69° O fue discretizada en nueve zonas de fallas sísmicas según se presenta en la Figura 1. Cada zona sísmica se caracteriza por: a) el mecanismo de falla que puede darse, b) el rango de profundidades focales en los que ocurren los sismos, y c) la magnitud máxima creíble en términos de la magnitud de momento M_w .

Estas características de las zonas de fallas sísmicas se presentan en la Tabla 1. Debe señalarse que, a excepción de la zona de fallas sísmicas TPR-II, todas las zonas de fallas bajan verticalmente hasta la profundidad focal máxima estipulada. En el caso de la zona TPR-II, ésta baja verticalmente 50 km para luego introducirse, hacia el sur, debajo de la Isla a un ángulo de 45° hasta llegar a la profundidad máxima de 150 km. Por otro lado, debe indicarse que a pesar de que la falla GSPRFZ se expande por sobre 110 km de largo, lo cual corresponde a un $M_w \geq 8.0$, se decidió utilizar una magnitud máxima de 7.5 en espera de estudios geofísicos que justifiquen utilizar magnitudes más severas.

2. De forma ilustrativa, en lo que prosigue de la descripción del procedimiento, se toma como ejemplo el Municipio de Ponce. Para cada una de las nueve zonas de fallas sísmicas se seleccionaron registros de aceleración de la base de datos del *Pacific Earthquake Engineering Research (PEER)* (Ancheta, 2014), que cumplieran con las siguientes condiciones:
 - a. Que hayan sido registrados durante terremotos que cumplieran con las condiciones de la zona de falla sísmica en consideración (Tabla 1).
 - b. Que cumplieran con el rango de distancias epicentrales o distancias al plano de la falla causativa (R_{jb}), o distancia al plano de ruptura (R_{rup}), según sea el caso (Ancheta, 2014), desde el Municipio de Ponce hasta la zona de falla sísmica en consideración (Tabla 2). Debe señalarse que siempre se consideró una distancia epicentral mínima de un kilómetro para minimizar los efectos del azote que debe ser considerado para estructuras de gran envergadura.
 - c. Que la estación sísmica de donde provenga el registro se halle cimentada sobre una Clase de Sitio C, según la norma de NEHRP, que implica una velocidad promedio de la onda S en los primeros 100 ft de profundidad de entre 1,200 ft/s y 2,500 ft/s ($365 \text{ m/s} \leq V_{s30} \leq 762 \text{ m/s}$).
3. Una vez seleccionados los registros de aceleración que satisficieran todas las condiciones establecidas para la zona de falla sísmica en consideración, según las Tablas 1 y 2, se desarrollaron los espectros de respuesta de pseudo-aceleraciones para cada uno de los registros, se solaparon y se delineó la envolvente para dicha zona de falla sísmica. Al haber nueve zonas de fallas sísmicas, se generaron nueve envolventes que posteriormente se solaparon y se determinó la envolvente global de las mismas, según se muestra en la Figura 3A. Debe señalarse que en la búsqueda inicial de los registros en la base de datos se trabajó con los dos componentes horizontales unificados por medio de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de ambos componentes horizontales. Estos registros se conocen como *SRSS* (“*Square Root of the Sum of the Squares*”).
4. Determinada la envolvente global para el Municipio de Ponce, se identificaron todos los registros de aceleración que participaban en algún rango de periodos entre 0 y 3 segundos. A estos registros de aceleración se les calculó el espectro de máxima respuesta direccional, conocido como RotD100, según recomienda el estándar ASCE 7-16 (ASCE, 2017). Para un oscilador con un determinado periodo natural T_i , este espectro se obtiene usando la suma vectorial (la regla del paralelogramo) de los desplazamientos $U_x(t)$ y $U_y(t)$, para cada instante de tiempo. Recién entonces se recuperan los máximos valores en valor absoluto que son los que definen el espectro RotD100. El proceso se repite para todos los periodos para los cuales se desea construir el espectro. Una vez que se calcula el espectro de máxima respuesta horizontal para desplazamientos, el de pseudo-aceleraciones se obtiene simplemente usando su definición, vale decir:

$$Sa_{RotD100} = \left(\frac{2\pi}{T} \right)^2 u_{RotD100} \quad (1)$$

La Figura 2 muestra el espectro de pseudo-aceleraciones RotD100 que se obtiene usando los dos componentes de los registros de Yauco del sismo M 6.4 del 7 de enero de 2020, junto con los espectros individuales.

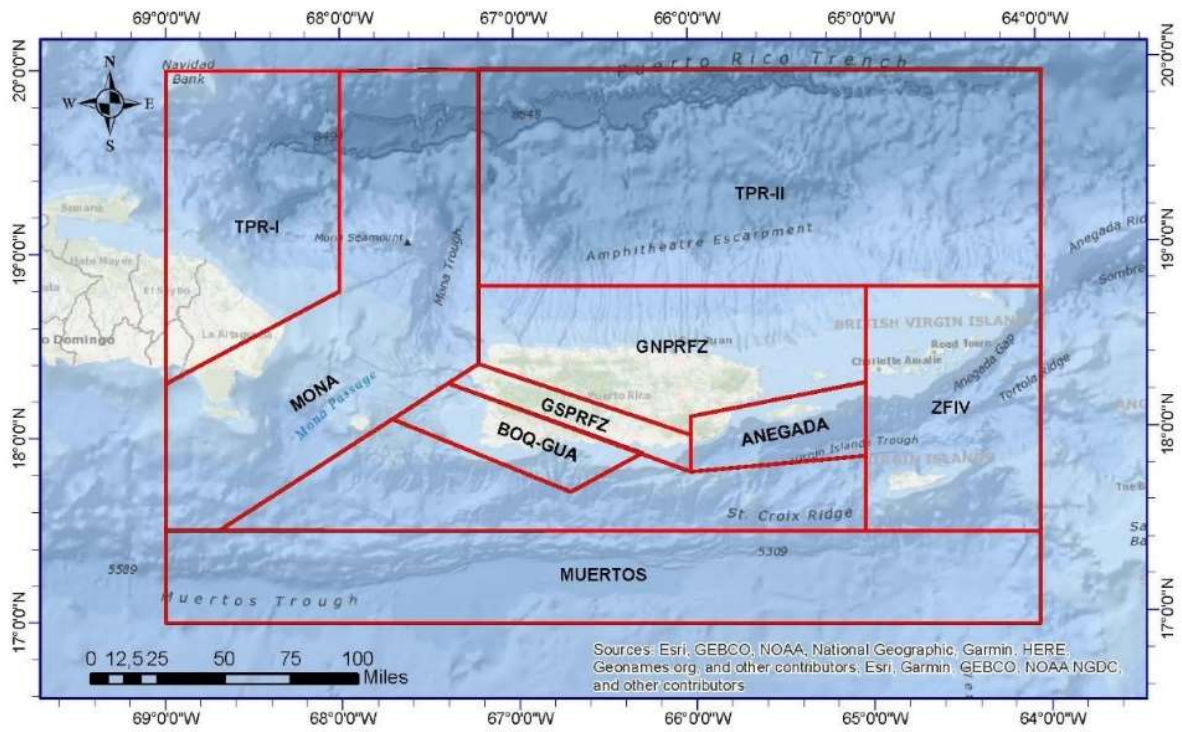


Figura 1: Distribución de zonas de fallas sísmicas (ZFS) estimadas para Puerto Rico.

- La envolvente global de los espectros RotD100 de estos registros de aceleración seleccionados se usaron como base para el desarrollo del espectro de diseño, según se muestra en la Figura 3B para el Municipio de Ponce. Las características de los sismos de donde provienen los registros utilizados se presentan en la Tabla 3.

Tabla 1: Características de las zonas de fallas sísmicas.

Zona de Falla Sísmica	MCE	Profundidad Máxima (km)	Tipo de Falla
TPR-I	8.5	150	Reversa/Oblicua
TPR-II	8.5	150	Reversa/Oblicua
MONA	7.5	200	Normal/Oblicua
GNPRFZ	6.5	40	Desplaz. lateral (SS)
GSPRFZ	7.5	40	Desplaz. lateral (SS)
ANEGADA	7.5	30	SS + Normal
BOQ-GUA	7.0	40	Desplaz. lateral (SS)
MUERTOS	7.5	50	Reversa/Oblicua
ZFIV	7.5	50	Normal/Oblicua

Tabla 2: Parámetros de búsqueda empleados en la base de datos de PEER para Ponce, Puerto Rico.

Zona de Falla Sísmica	Profundidad (km)		M_w		R_{JB} (km)		R_{rup} (km)	
	Min.	Max.	Min.	Max.	Min.	Max.	Min.	Max.
TPR-I	1	150	6.5	8.5	170.0	334	170.0	366.1
TPR-II	5	150	6.5	8.5	0.0	352	99.7	191.6
MONA	5	200	5.5	7.5	75.5	264	75.7	331.2
GNPRFZ	1	40	5.0	6.5	20.4	193	20.4	197.1
GSPRFZ	1	40	5.5	7.5	1.0	87	1.4	95.8
ANEGADA	1	30	5.5	7.5	66.0	174	66.0	176.6
BOQ-GUA	1	40	5.0	7.0	1.0	116	1.4	122.7
MUERTOS	5	50	5.5	7.5	54.9	299	55.1	303.2
ZFIV	1	50	5.5	7.5	171.0	291	171.0	295.3

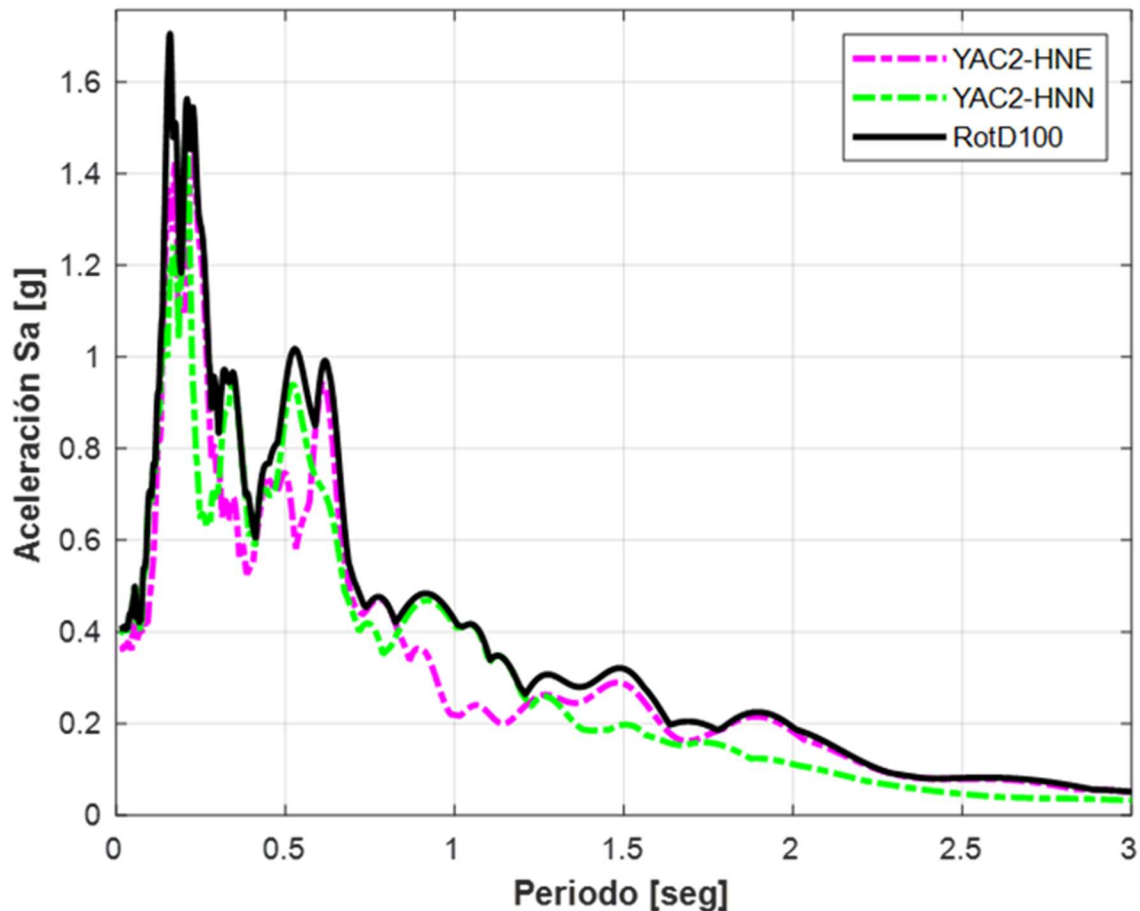


Figura 2: Espectros de respuesta de pseudo-aceleraciones RotD100 y de los componentes E-O y N-S para los registros de Yauco, Puerto Rico.

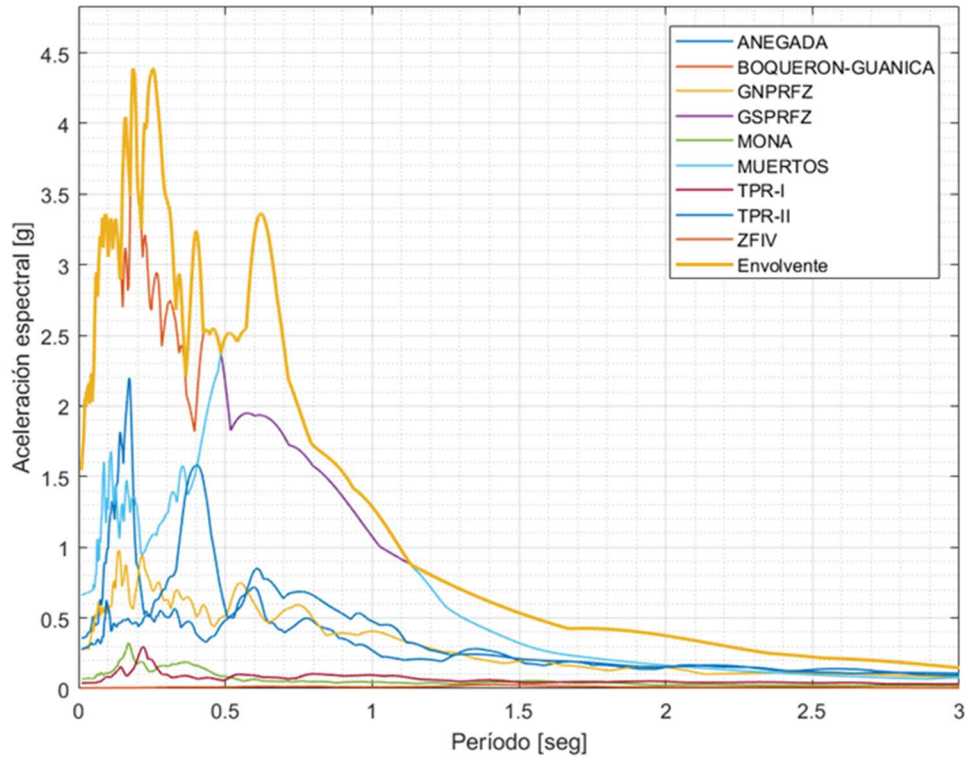


Figura 3A: Envolvertes de espectros de máxima respuesta direccional para las nueve zonas de fallas sísmicas, municipio de Ponce, Puerto Rico.

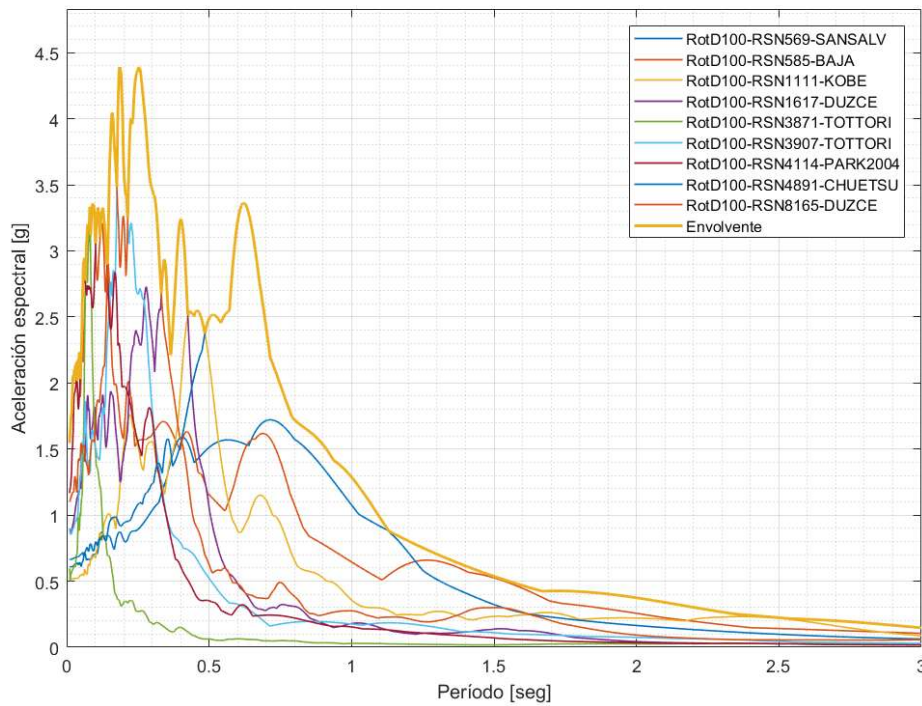


Figura 3B: Envolverte de espectros de máxima respuesta direccional en el Municipio de Ponce, Puerto Rico - Registros sísmicos medidos en suelo tipo C.

Tabla 3: Datos de los registros que dominan la envolvente global del espectro de respuesta para el Municipio de Ponce, Puerto Rico con suelo tipo C.

No.	RSN	Nombre del Sismo	Año	M_w	Profundidad (km)	Rjb (km)	PGA (g)	Rango de Dominio (s)	Zona de Falla Sísmica
1	585	"Baja California"	1987	5.5	6	3.43	1.55	0.00-0.15	Boq-Gua, GSPRFZ
2	4114	"Parkfield-02_CA"	2004	6	8.1	3.12	1.17	0.04-0.15	Boq-Gua, GSPRFZ
3	3871	"Tottori_Japan"	2000	6.61	10	30.71	0.58	0.06-0.09	Boq-Gua, GSPRFZ
4	8165	"Duzce_Turkey"	1999	7.14	13.7	4.21	1.10	0.14-0.34	GSPRFZ
5	3907	"Tottori_Japan"	2000	6.61	10	19.72	0.88	0.17-0.22	GSPRFZ
6	1617	"Duzce_Turkey"	1999	7.14	13.7	3.93	0.90	0.33-0.43	GSPRFZ
7	1111	"Kobe_Japan"	1995	6.9	16	7.08	0.52	0.43-0.49	Boq-Gua, GSPRFZ
8	4891	"Chuetsu-oki_Japan"	2007	6.8	49	64.2	0.67	0.48-1.13	Muertos
9	569	"San Salvador"	1986	5.8	5	3.71	0.61	1.13-3.00	Boq-Gua, GSPRFZ

DESARROLLO DE LOS ESPECTROS DE DISEÑO

El desarrollo de cada espectro de diseño MCE_R específico para un sitio en particular se llevó a cabo utilizando de guía el procedimiento determinístico delineado en el estándar ASCE 7-16, el cual comienza en la sección 21.2.2.

Definición de las zonas de aceleración constante y de velocidad constante

En la sección 21.2.2 se especifica que la aceleración espectral determinística en cada periodo debe calcularse como el percentil 84% de las aceleraciones de los espectros de respuesta que se seleccionaron y que representan sismos característicos de todas las fallas activas conocidas dentro de la región. En estos casos se tomó como conjunto de registros sísmicos aquellos que participaron de la envolvente global para el municipio en consideración, tal y como se ilustra en la Figura 3 y Tabla 3.

El percentil $n\%$ es una medida de posición que se usa en Estadística para calcular, una vez que se han ordenado un conjunto de datos de menor a mayor, el valor del conjunto para el cual el n por ciento de los datos está por debajo de él. En nuestro caso, para un periodo T_i determinado la aceleración espectral S_{a_i} asociada al percentil 84% es el valor debajo del cual se encuentran el 84 por ciento de las aceleraciones de los espectros que forman el conjunto considerado. Si se usara la envolvente de todos los espectros, S_{a_i} para cada periodo, esta sería la aceleración espectral correspondiente al percentil 100%.

De acuerdo con la sección 21.4 del ASCE 7-16, el segundo paso para definir la aceleración espectral de diseño S_S es tomar el 90% del máximo valor de la aceleración S_a asociada al percentil 84%. El rango de valores considerado debe ir desde $T = 0.2$ s hasta $T = 5$ s inclusive.

Por ejemplo, para el caso del Municipio de Ponce los cálculos son los siguientes. La Figura 4 muestra el espectro de respuesta correspondiente al percentil 84% de los espectros de los registros sísmicos individuales. Entre 0.2 y 5 segundos, el valor máximo de la aceleración espectral se da para $T = 0.2$ s. El valor máximo en este rango es $S_s = 3.2485$ g. Este valor se reduce por 0.9 como se muestra a continuación:

$$S_s = 0.9 * 3.2485 \text{ g} = 2.9236 \text{ g} \quad (2)$$

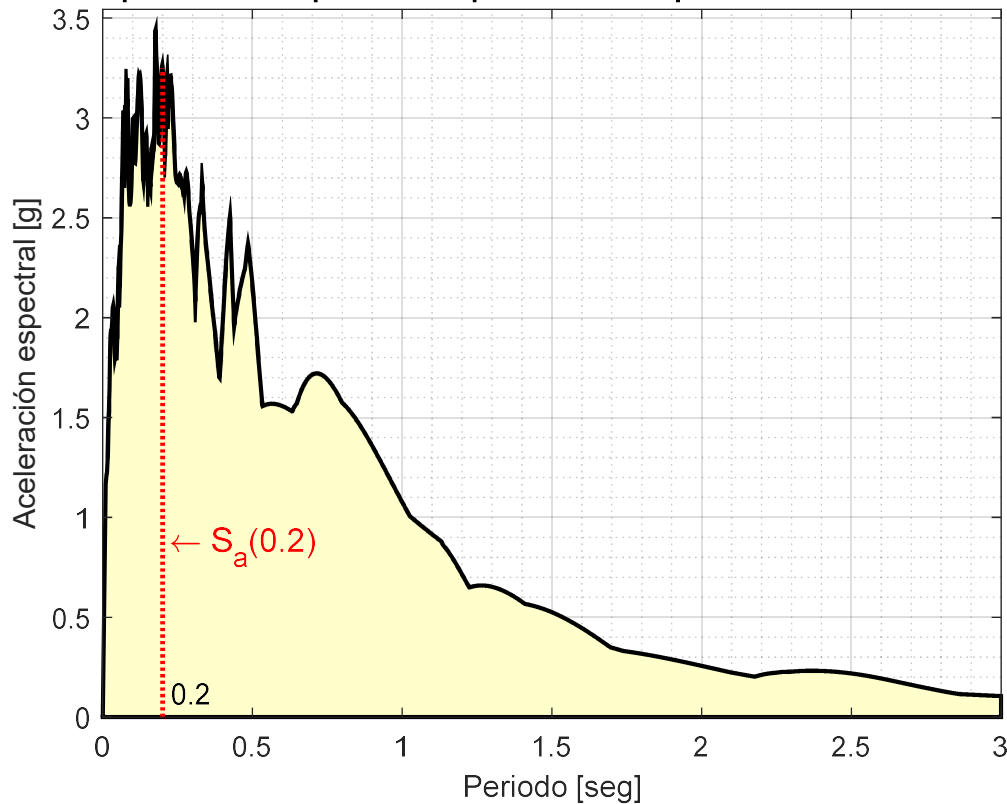


Figura 4: Espectro de respuesta del percentil 84% para el Municipio de Ponce, Puerto Rico.

Para definir la aceleración S_1 la sección 21.4 del estándar ASCE 7-16 prescribe el siguiente procedimiento:

Caso 1: Para los sitios en donde la velocidad promedio de las ondas de corte es $V_{s,100} > 1,200$ ft/s ($V_{s,100} \geq 365.8$ m/s); la aceleración S_1 se calcula como el máximo valor del producto entre los periodos naturales T_i y las correspondientes aceleraciones espectrales S_{ai} para el rango de periodos entre 1 y 2 segundos.

Caso 2: Para los sitios en donde la velocidad promedio de las ondas de corte es $V_{s,100} \leq 1,200$ ft/s; la aceleración S_1 es el producto $T_i * S_{ai}$ y debe calcularse usando el rango de periodos entre 1 y 5 segundos.

El valor de la velocidad de onda S promedio de 1,200 ft/s es el que divide las clases de sitio C de la D según la clasificación de NEHRP. En nuestro caso, los registros sísmicos usados corresponden a una clase de sitio C, por lo que debe usarse el rango de periodos de 1 a 2 segundos.

La Figura 5 presenta el producto entre los periodos naturales T_i y las aceleraciones espectrales S_{ai} para este rango de periodos. El valor máximo se da para $T = 1$ segundo y, por lo tanto:

$$S_1 = \max(T_i * Sa_i) = 1.0766 \text{ g} \quad (3)$$

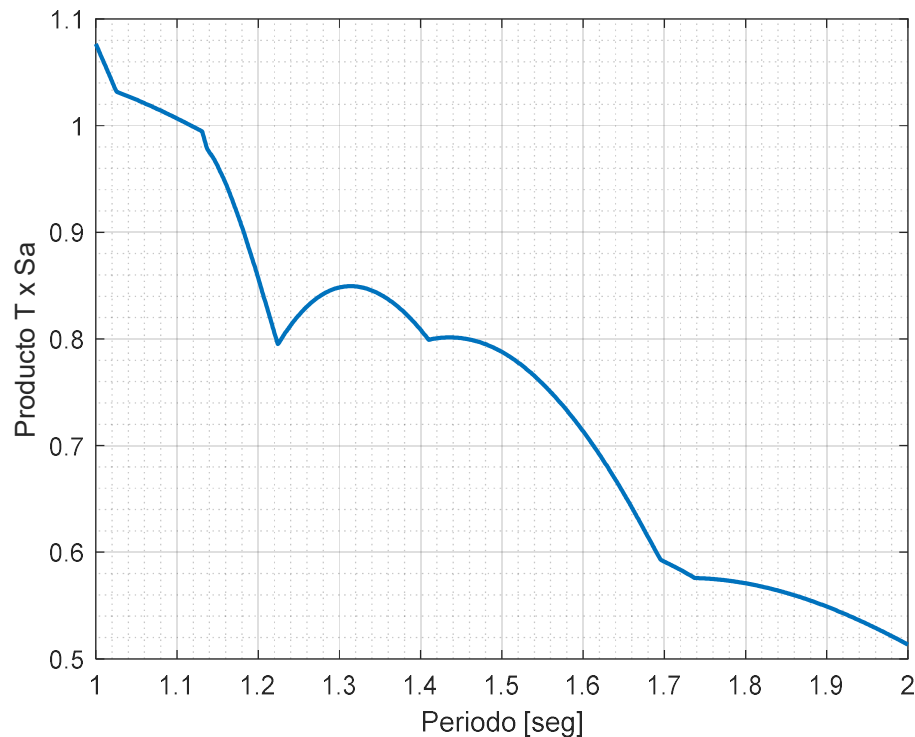


Figura 5: Producto de periodos naturales y aceleraciones espectrales basado en el espectro de percentil de 84% para el Municipio de Ponce, Puerto Rico.

Los valores obtenidos ($S_S = 2.9236 \text{ g}$ y $S_1 = 1.0766 \text{ g}$) corresponden a lo que se conoce como el MCE (“Maximum Credible Earthquake”). Para definir las aceleraciones espectrales de diseño, y de acuerdo a la sección 21.3 del ASCE 7-16, estos valores se deben reducir usando los factores 2/3:

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_S = \frac{2}{3} 2.9236 \text{ g} = 1.949 \text{ g} \quad (4)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_1 = \frac{2}{3} 1.0766 \text{ g} = 0.718 \text{ g}$$

Estas dos aceleraciones espectrales se pueden usar para definir un espectro de diseño para una clase de sitio C, dado que los registros que se usaron en el procedimiento fueron medidos en este tipo de perfil de suelo. Sin embargo, es costumbre definir los espectros de diseño para una clase de sitio B (roca normal) y luego, si el suelo es menos rígido, se modifican las aceleraciones S_{DS} y S_{D1} multiplicándolas por los llamados factores de sitio F_a y F_v , respectivamente. Por lo tanto, para definir un espectro para suelo B aquí se va a usar el proceso opuesto, vale decir los valores de S_{DS} y de S_{D1} se dividirán por F_a y F_v . Los valores de los factores de sitio F_a y F_v se listan en las Tablas 11.4-1 y 11.4-2 de ASCE 7-16.

Para clases de sitio B, los factores F_a y F_v pueden ser iguales o menores que 1 (0.9 y 0.8, respectivamente). Si no se ha efectuado un ensayo geofísico o similar para determinar que el sitio clasifica como B, el ASCE 7-16 especifica que los factores F_a y F_v deben ser unitarios. Esto aplica en nuestro caso

y por lo tanto, para pasar de un espectro para clase de sitio C a uno B, usamos la inversa de los factores para el sitio C. Debe mencionarse que las Tablas 11.4-1 y 11.4-2 de ASCE 7-16 son de doble entrada, pero para todos los nuevos espectros para Puerto Rico las aceleraciones espectrales S_s y S_1 son mayores que 1.5 y 0.6, respectivamente. Por consiguiente, se deben usar los factores F_a y F_v listados en las últimas columnas de las tablas.

$$S_{DS} = \frac{1.949 \text{ g}}{F_a} = \frac{1.949 \text{ g}}{1.2} = 1.624 \text{ g} \quad (5)$$

$$S_{D1} = \frac{0.718 \text{ g}}{F_v} = \frac{0.718 \text{ g}}{1.4} = 0.513 \text{ g}$$

Los dos periodos de transición T_s y T_0 se calculan de la siguiente manera:

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = \frac{0.513}{1.624} = 0.316 \text{ seg} \quad (6)$$

$$T_0 = 0.2 T_s = 0.2 \times 0.316 = 0.063 \text{ seg}$$

Finalmente, la Figura 6 muestra el espectro de diseño propuesto para el Municipio de Ponce, para una clase de sitio B y una razón de amortiguamiento de 5%.

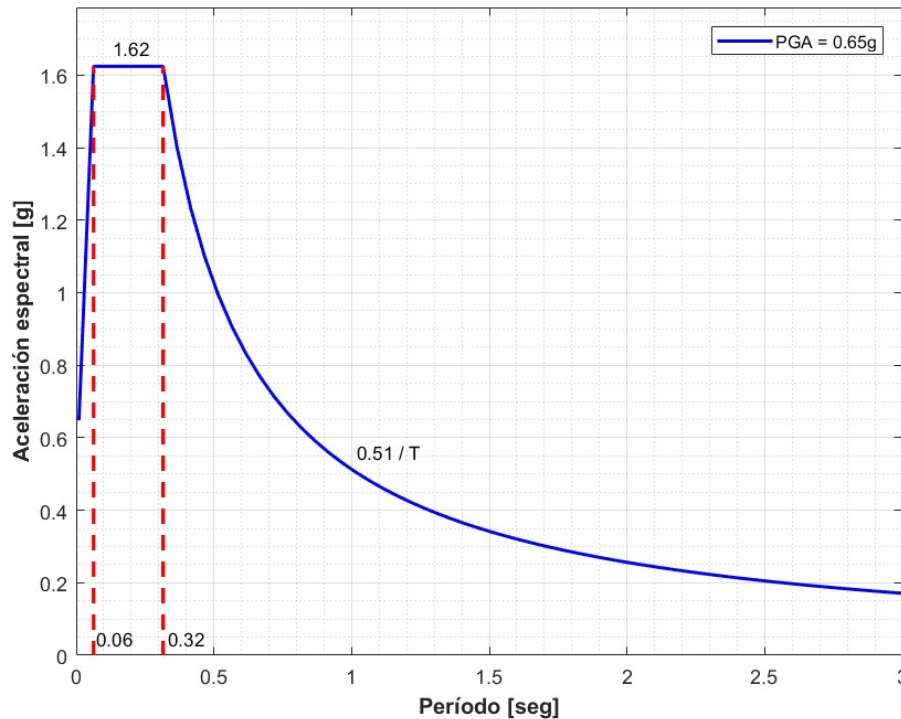


Figura 6: Espectro de diseño propuesto para el Municipio de Ponce para clase de sitio B.

Es pertinente comparar el espectro de diseño propuesto para el Municipio de Ponce con el espectro RotD100 para los registros del Municipio de Yauco, el cual fue presentado en la Figura 2. Esta comparación se muestra en la Figura 7. Es necesario aclarar que en este proyecto no se ha determinado un espectro de diseño para el municipio de Yauco y el municipio más cercano para la cual se definió un espectro es Ponce. No obstante, se estima que, si se repitiera el procedimiento para definir un espectro específico para Yauco, el resultado sería muy similar al de Ponce. Por otro lado, un estudio geofísico reciente determinó que el tipo

de suelo (o clase de sitio) en el Parque de Bombas de Yauco (donde está el acelerógrafo) corresponde a suelo C. Como se mencionó antes, el espectro de diseño propuesto es para una clase de sitio B, pero usando los factores de sitio $F_a = 1.2$ y $F_v = 1.4$ en la forma tradicional se lo puede convertir a uno para un suelo C. Procediendo de esta manera se obtuvo el espectro de diseño propuesto que se grafica en la Figura 7. Examinando la figura se observa que el espectro propuesto cubre al espectro de respuesta del sismo del 7 de enero de 2020 en todo el rango de periodos.

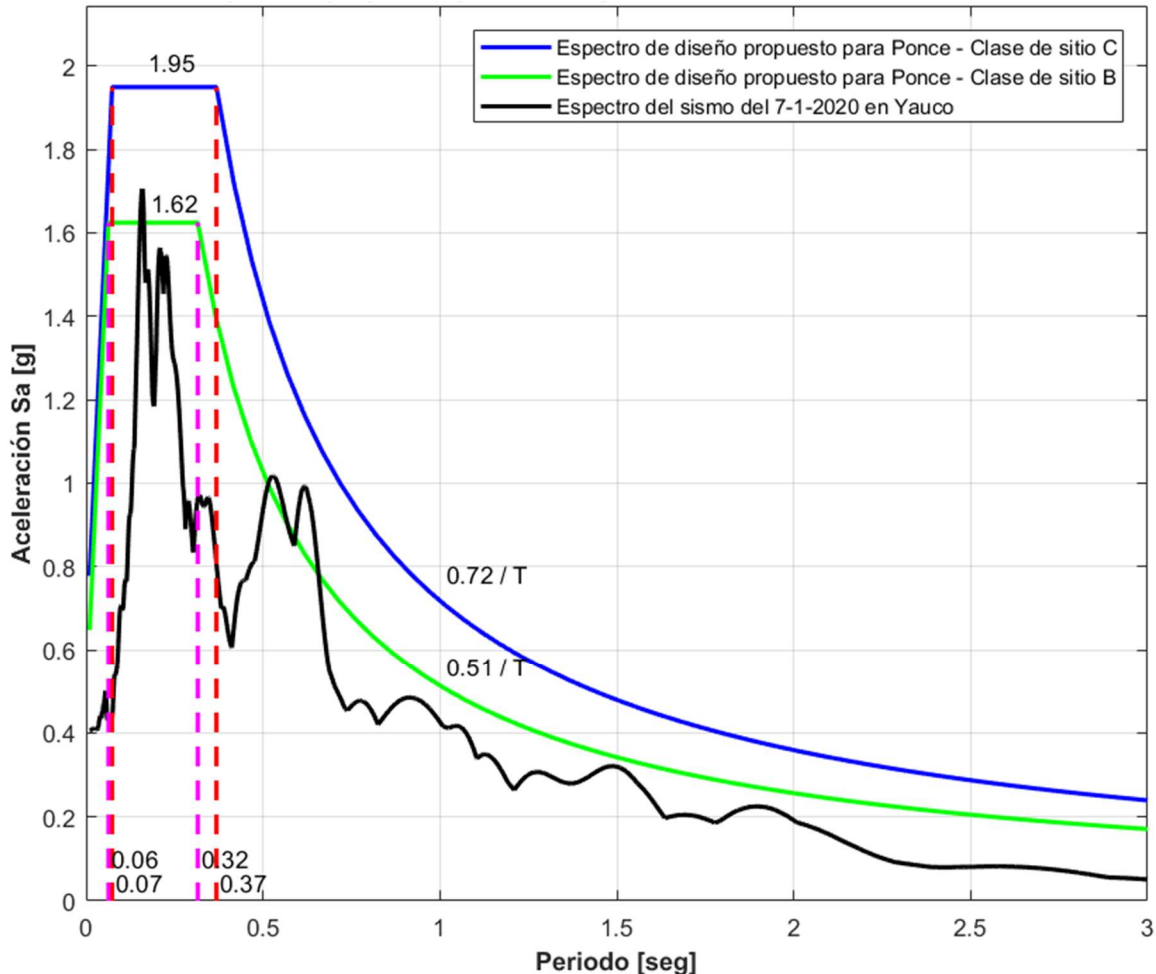


Figura 7: Espectros propuestos para tipos de suelo B y C en el Municipio de Ponce y espectro RotD100 del sismo M6.4 de los registros horizontales para el Municipio de Yauco.

Si el tipo de suelo en la estación sísmica del Municipio de Yauco fuese B, la comparación entre el espectro de respuesta y el de diseño propuesto habría que hacerlo usando el original para suelo B, según la Figura 6. Esta comparación también se presenta en la Figura 7. Se observa que, salvo por un pico menor en la zona de periodos cortos y otros en $T = 0.53$ y 0.61 segundos, el espectro propuesto aún cubre el espectro de máxima respuesta horizontal (RotD100) de los registros de la estación de bomberos del Municipio de Yauco.

Espectros de diseño elástico

Aplicando el mismo procedimiento, partiendo desde el cálculo de las distancias epicentrales, se calcularon los espectros de diseño para los once municipios restantes. La Figura 8 presenta los parámetros que se utilizan para definir un espectro de diseño cualquiera, mientras que la Tabla 4 presenta los valores de dichos parámetros para cada uno de los doce municipios considerados. El orden de los municipios se

estableció partiendo del que posee el mayor S_{DS} al menor. Para los casos en que más de un municipio tenga el mismo S_{DS} , entonces el orden se puso del mayor al menor S_{D1} , y en caso de que hubiese más de un municipio con igual S_{D1} , en ese caso se puso el orden de mayor a menor PGA.

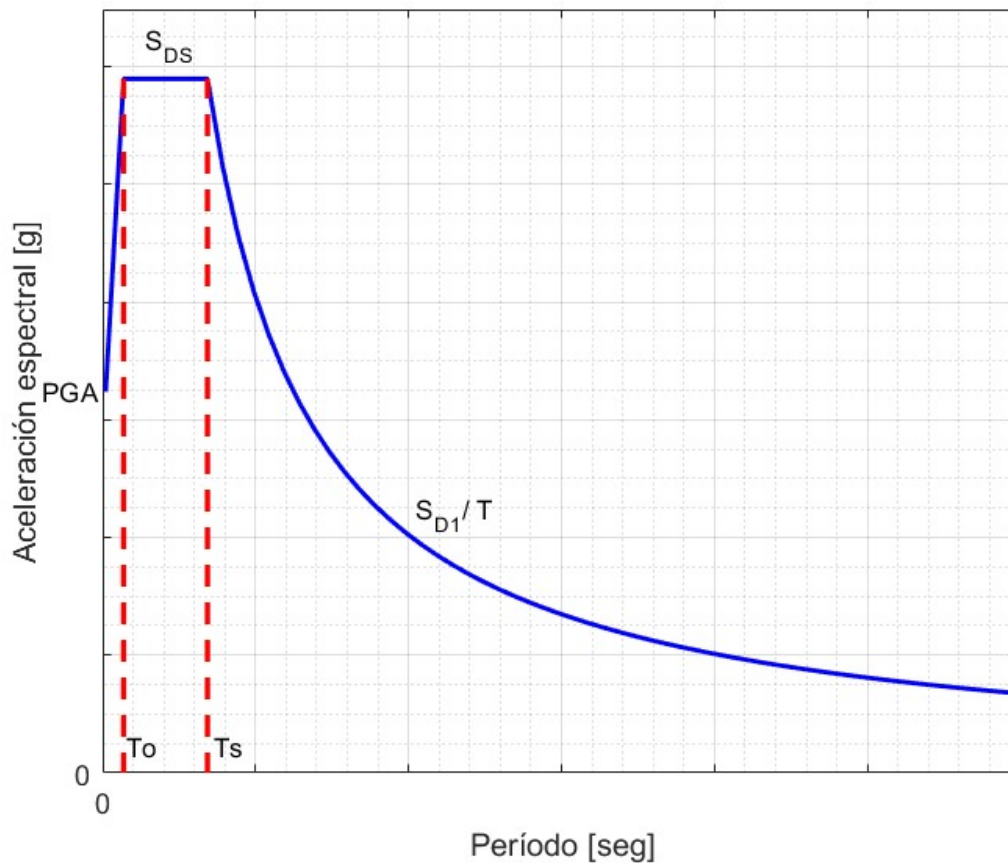


Figura 8: Gráfico genérico de un espectro de diseño elástico.

Tabla 4: Valores numéricos para definir los espectros de diseño propuestos para clase de sitio B.

No.	Municipio	PGA (g)	S_{DS} (g)	S_{D1} (g)	T_s (s)	T_o (s)
1	Ponce	0.65	1.62	0.51	0.32	0.06
2	Vieques	0.65	1.62	0.51	0.32	0.06
3	Utua	0.65	1.62	0.40	0.25	0.05
4	Mayagüez	0.61	1.62	0.40	0.25	0.05
5	Maunabo	0.65	1.62	0.38	0.23	0.05
6	Cabo Rojo	0.65	1.37	0.51	0.37	0.07
7	Culebra	0.65	1.36	0.40	0.30	0.06
8	Aguadilla	0.65	1.19	0.51	0.43	0.09
9	Arecibo	0.47	1.19	0.51	0.43	0.09
10	Caguas	0.65	1.18	0.40	0.34	0.07
11	Fajardo	0.49	1.18	0.40	0.34	0.07
12	San Juan	0.44	1.06	0.40	0.38	0.08

Note que los primeros ocho municipios tienen un PGA de 0.65g, excepto el Municipio de Mayagüez. La razón de esto es que el registro sísmico que representó a los municipios con un PGA de 0.65g fue el identificado con el número 4114 registrado en Parkfield, California, en 2004 (véase la Tabla 3), el cual cualificaba para el caso de Mayagüez, pero no era parte de su envolvente global y por ello no fue seleccionado en el grupo para obtener el percentil del 84%.

DISCUSIÓN DE RESULTADOS

Los espectros de diseño obtenidos, siguiendo la metodología determinística que establece el ASCE 7-16, resultan ser a veces más del doble de lo establecido en el ASCE 7-16 para los doce municipios seleccionados. A modo de ejemplo, en la Figura 9 se presenta la comparación del espectro de diseño del ASCE 7-16 vs el propuesto para el Municipio de Ponce para un tipo de suelo B. Nótese que la meseta del espectro de diseño propuesto es 2.35 veces la meseta para el código actual. Se debe señalar que el valor de S_{DS} del espectro de diseño propuesto fue reducido al utilizar un percentil de 84%, al multiplicarlo por 0.90, al posteriormente multiplicarlo por 2/3 y finalmente al dividirlo por el factor F_a de 1.2. Esta diferencia tan significativa es un claro reflejo de que el Mapa de Peligrosidad Sísmica del IBC 2018 no considera varias fallas sísmicas internas activas en la Isla, primordialmente la Gran Zona de Fallas del Sur de Puerto Rico (GSPRFZ) donde en este estudio se consideró, en forma un tanto aventurada, que puede producir terremotos no mayores de magnitud 7.5. Otras fallas no consideradas en el código actual son la Falla de Salinas, la del Cañón de Guayanilla y la Falla de Punta Montalva en Guánica, entre otras.

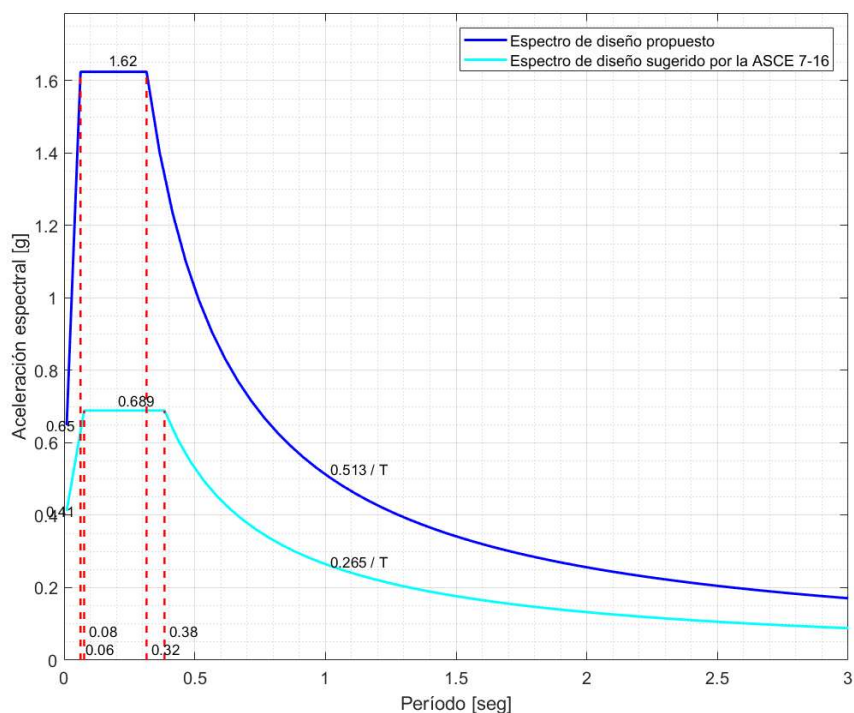


Figura 9: Comparación de espectro de diseño propuesto con espectro de diseño del ASCE 7-16 para el Municipio de Ponce y clase de sitio B.

Para comprender el por qué la diferencia entre ambos espectros, es oportuno observar nuevamente los resultados mostrados en la Figura 7. Si se compara el espectro propuesto para el Municipio de Ponce con los obtenidos en los demás municipios (Tabla 3), se observa que Mayagüez, Utuado, Maunabo y Vieques también presentan la misma pseudo aceleración para periodos cortos (S_{DS}). Estos cinco municipios tienen en común el hecho de encontrarse muy cerca (o dentro) de la GSPRFZ o ANEGADA, que tienen potencial

de generar un sismo de magnitud máxima de 7.5 y cuyo movimiento dominante es de tipo desplazamiento lateral (SS). En los resultados mostrados en la Tabla 3 se observa que las zonas de fallas sísmicas que controlan la envolvente global de espectros, en general, son las más cercanas al municipio, tal como se ha discutido.

De acuerdo con lo mencionado previamente, el hecho de que se hayan definidos espectros muy similares para estos cinco municipios parece ser incoherente basándose en la reciente actividad sísmica en el sur de Puerto Rico. Si bien es cierto que actualmente esta zona presenta una actividad sísmica sin precedentes en la región, la definición de los espectros de diseño propuestos en este estudio no toma en consideración la frecuencia de dicha actividad y considera que el sismo máximo probable de cada zona de falla sísmica puede ocurrir en cualquier punto dentro de los límites de la misma, bajo los parámetros que se definen en la Tabla 1. Por estos motivos es razonable que se obtengan espectros de diseño muy similares entre municipios cuando las características de las zonas de fallas sísmicas más cercanas son parecidas.

Evaluando los resultados en los demás municipios, se observa que la pseudo-aceleración para periodos cortos (SD_s) disminuye conforme aumenta la distancia epicentral a las zonas de falla capaces de generar sismos de mayor magnitud. Por esta razón, el riesgo sísmico para los municipios ubicados en la costa norte es menor, tal como se puede observar en los espectros de diseño propuestos para San Juan, Fajardo y Arecibo.

Finalmente, si se desea obtener el espectro de diseño para un municipio adicional, se podría hacer una interpolación lineal entre los dos municipios más cercanos. Este procedimiento está siendo implementado por el PRSMP para ser presentado en el futuro cercano.

AGRADECIMIENTOS

Los autores reconocemos y agradecemos la calidad de las tareas que llevaron a cabo Germán D. Herrera Laverde, asistente de investigación de postgrado y los estudiantes subgraduados Aldo Morales Burgos, Miguel A. Rodríguez Jiménez, Angelique Medina González, y Diego A. Carreira Flores a través de todo el proceso de calcular las distancias epicentrales a los Municipios, seleccionar registros sísmicos que cumplieran con todas las condiciones, calcular sus espectros de respuesta, llevar a cabo el solape y la extracción de los registros que dominaron la envolvente global, y desarrollar los espectros de diseño para cada municipio en consideración. También se le agradece al Programa de Movimiento Fuerte de Puerto Rico, bajo el Departamento de Ingeniería Civil y Agrimensura del Recinto Universitario de Mayagüez de la Universidad de Puerto Rico para llevar a cabo estos estudios.

REFERENCIAS

- Ancheta, T. D.-J. (2014). *PEER Ground Motion Database*. Retrieved from Pacific Earthquake Engineering Research Center: https://ngawest2.berkeley.edu/users/sign_in?unauthenticated=true
- ASCE (2017). *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*. American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia.
- Naeim, F. (1989), *The Seismic Design Handbook*, Van Nostrand Reinhold.
- Padilla, J. I. (2000). *Design earthquakes and design spectra for Puerto Rico's main cities based on worldwide strong motion records*. Master of Science Thesis, Civil Engineering Department, University of Puerto Rico, Mayagüez, Puerto Rico.
- PEER (2011). *Users Manual for the PEER Ground Motion Database Web Application*. Pacific Earthquake Engineering Research Center.

Piety, L. A., Redwine, J. R., Derouin, S. A., Prentice, C. S., Kelson, K. I., Klinger, R. E., and Mahan, S., (2018), "Holocene Surface Ruptures on the Salinas Fault and Southeastern Great Southern Puerto Rico Fault Zone, South Coastal Plain of Puerto Rico," Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 108, No. 2, pp. 619-638.

Prentice, C. S., & Mann, P. (2005). *Paleoseismic study of the South Lajas fault: First documentation of an onshore Holocene fault in Puerto Rico*. Geological Society of America. Special Paper 385, pp 215-222.

RESEÑA DE AUTORES



Catedrático del Departamento de Ingeniería Civil y Agrimensura de la Universidad de Puerto Rico en Mayagüez (UPR-M) y Coordinador del Área de Ingeniería Estructural. Sus áreas de investigación incluyen Dinámica Estructural, Ingeniería Sísmica y Dinámica de Suelos. Ha impartido cursos de posgrado en Puerto Rico, Estados Unidos, Colombia, República Dominicana y Argentina. El Dr. Suárez se graduó como el mejor de su clase en la Universidad Nacional de Córdoba, Argentina en 1981 con un diploma en Ingeniería Mecánica y Eléctrica. En 1984 recibió su Maestría en Ciencias y en 1986 su doctorado, ambos Mecánica Aplicada, del Departamento de Ciencias de la Ingeniería y Mecánica Aplicada de Virginia Tech. Publicó cinco libros sobre Dinámica Estructural, Matlab, Mathematica y SAP2000.



Asistente de investigación de postgrado del Programa de Ingeniería Civil en la Universidad de Puerto Rico, Recinto Universitario de Mayagüez (UPRM). En 2017 obtuvo su Bachillerato en Ciencias en Ingeniería Civil en la Universidad Nacional Autónoma de Honduras, posteriormente trabajó como ingeniero residente de proyectos viales durante 1 año. En 2018 fue admitido al Programa Graduado de Ingeniería Civil del RUM, donde obtuvo su Maestría con especialidad en el área de estructuras. Actualmente está cursando el 1^{er} año del Programa Doctoral de Ingeniería Civil en el área de estructuras en el RUM.



Director del Programa de Movimiento Fuerte de Puerto Rico y Catedrático por espacio de 27.5 años en el Departamento de Ingeniería Civil y Agrimensura de la Universidad de Puerto Rico, Recinto Universitario de Mayagüez. Obtuvo tanto su Bachillerato como su Maestría en Ciencias de Ingeniería Civil de la Universidad de Puerto Rico en Mayagüez, su Maestría en Ingeniería y Doctorado de Filosofía en Ciencias de Ingeniería Civil de la Universidad de California en Berkeley en donde se especializó en el diseño sismo-resistente de estructuras de hormigón armado. Es miembro del Instituto Americano del Concreto (ACI), de la Sociedad Sismológica de América (SSA), del Consorcio de Sistemas de Organizaciones de Movimiento Fuerte (COSMOS), y de la Comisión de Terremotos del Colegio de Ingenieros y Agrimensores de Puerto Rico (CIAPR).

COMPOSITE SOILS USING SYNTHETIC LIGHTWEIGHT AGGREGATES TO PREVENT SLOPE COLLAPSES AND FOR SETTLEMENT CONTROL¹

Luis G. Daza², Aniel Grillasca³, Génesis Haizel Colón Ortiz⁴

ABSTRACT: The Synthetic Lightweight Aggregates (SLA) is a patented aggregate composed of fly ash and high-density polyethylene (HDPE). It is considered as an eco-friendly material because its use would contribute to reduce the amount of waste going to landfills. One of most promising applications of SLA is related with the geotechnical engineering field because of its low density that when combined with natural soils may produce a composite backfill material with adequate mechanical properties. This research focuses on testing SLA material properties, including material characterization, trial mixes of SLA with natural aggregates, and compaction tests to obtain the optimum dry density. The composite soil meets the AASHTO classification standards for A-2-4 soils. The validation of the observed behavior lead to propose at least three basic applications related with natural disasters prevention: a) efficient design of retaining walls with lower lateral pressures, b) control of settlements using low density composite soils over compressible soils, and c) slope stability problems.

Keywords: composite backfill material, fly-ash, high-density polyethylene (HDPE), retaining walls, settlements, slope stability, synthetic lightweight aggregate

SUELOS COMPUESTOS UTILIZANDO AGREGADOS SINTÉTICOS LIGEROS PARA PREVENIR COLAPSOS DE PENDIENTES Y PARA EL CONTROL DE ASENTAMIENTOS

RESUMEN: Los agregados sintéticos ligeros (SLA, por sus siglas en inglés) son un agregado patentado compuesto de cenizas volantes y polietileno de alta densidad (HDPE). SLA es considerado un material ecológico debido a que su uso contribuiría a reducir la cantidad de residuos que van a los vertederos. Una de las aplicaciones más prometedoras de SLA está relacionada con el campo de la ingeniería geotécnica debido a su baja densidad que cuando se combina con suelos naturales puede producir un material de relleno compuesto con propiedades mecánicas adecuadas. Esta investigación se centra en probar las propiedades del material SLA, incluida la caracterización del material, mezclas de prueba de SLA con agregados naturales y pruebas de compactación para obtener la densidad seca óptima. El suelo compuesto cumple con los estándares de clasificación de la AASHTO para suelos A-2-4. La validación del comportamiento observado llevó a proponer al menos tres aplicaciones básicas relacionadas con la prevención de desastres naturales: a) diseño eficiente de muros de contención con presiones laterales más bajas, b) control de asentamientos utilizando suelos compuestos de baja densidad sobre suelos compresibles, y c) talud problemas de estabilidad.

Palabras claves: material de relleno compuesto, cenizas volcánicas, polietileno de alta densidad (HDPE), muros de contención, asentamientos, estabilidad de taludes, agregado sintético ligero

¹ Article received on August 6, 2021 and accepted for publication on December 1, 2021.

² Professor, University of Puerto Rico, School of Architecture, Río Piedras Campus, San Juan Puerto Rico 00930. E-mail: luis.daza1@upr.edu; lgdaza@yahoo.com

³ Geotechnical Engineering Services, PSC, MSC 343 San Juan, Puerto Rico, 00926-6023 E-mail: ges.grillasca@yahoo.com

⁴ Honor Program Student at University of Puerto Rico, School of Architecture, Río Piedras Campus, San Juan Puerto Rico 00930. E-mail: genesis.colon7@upr.edu

INTRODUCTION

Synthetic Lightweight Aggregate (SLA) is a patented aggregate composed of two waste materials, namely fly ash and recycled plastics (Malloy *et al.*, 2003). SLA exhibits a more resilient response than other aggregates used in the construction industry (i.e. sand), making it an environmentally and technically valuable resource (Swan *et al.*, 2005). Several plastics such as high-density polyethylene (HDPE), Polystyrene (PS), low-density polyethylene (LDPE), and Mixed Plastics (MP), have been used to produce SLA (Elsayed *et al.*, 2007).

Fly ash, on the other hand, is known as a coal-combustion by-product. It is composed of highly contaminant fine particles when exposed to air (EPA, 2015). The Environmental Protection Agency (EPA) has indicated that for every ton of fly ash used to produce a ton of portland cement, greenhouse gas emissions are reduced by approximately a ton (EPA, 2015). Other benefits that can be achieved are related with green building design that is promoted by the United States Green Building Council (USGBC). Every project that uses recycled materials or that contributes in reducing gas emissions obtains extra points in the Leadership in Energy and Environmental Design (LEED) certification process, as high-performance green building design in the Materials and Resources Category.

Figure 1 shows the typical size and shape of SLA particles. Minimum sizes are in the order of 1.18 mm (0.05 in) and maximum near to 5 mm (0.2 in). The shape of grains is characterized by non-rounded corners and sharp edges.

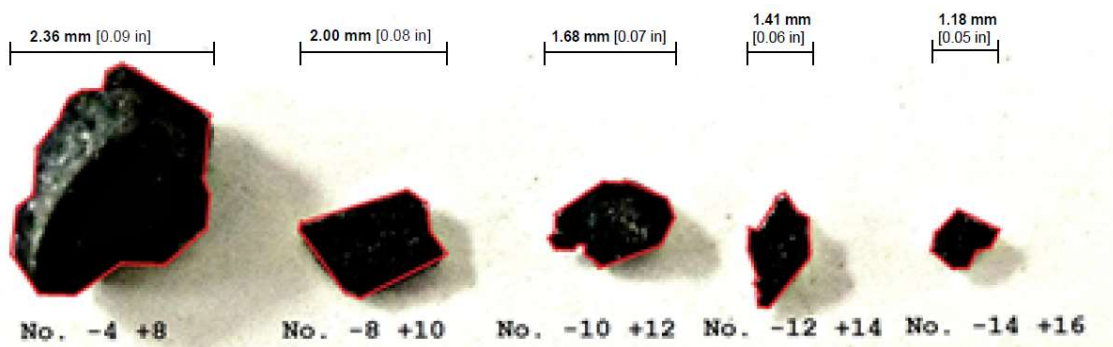


Figure 1: Typical shape and size distribution of SLA aggregates. (Colón *et al.*, 2015)

Since 1997, the mechanical and physical properties of SLA have been tested as to compression, specific gravity, and shear, to further understand its behavior. Previous researches suggest applications where this aggregate may be beneficial:

- SLA used as aggregate to produce lightweight concrete (Malloy *et al.*, 2003; Kashi *et al.*, 1999)
- Mixing SLA with coarse soils may improve soil capacity and stability (Elsayed *et al.*, 2007; Holmstrom *et al.*, 1999; Tilton *et al.*, 2015 & Colón *et al.*, 2015)

A research study performed by Swan & Elsayed (2007), suggested that SLA used as backfill material may improve the soil capacity and stability, the research was focused on performing compression tests to SLA particles above 4.75mm [0.187 in]. The results revealed that SLA are highly compressible compared to CCS, where CCS is referred to Cape Cod, MA sand (Elsayed *et al.*, 2007). Therefore, in order to reduce the compressibility of SLA grains, the combination of natural aggregates with certain percentage of SLA would have a better mechanical behavior than pure SLA layers on backfills.

This research focused on experimenting with SLA containing HDPE to create a composite material in combination with natural soils. Two types of composite mixtures (SLA with natural aggregates) that meet

the criteria classification by AASHTO as A-2-4 soil will be tested to know how its mechanical properties are affected. Particle-size Analysis-Mechanical Method (ASTM D421 and ASTM D422), Soil Classification (ASTM D2487), and Compaction Tests-Modified Proctor Test (ASTM D1557) were performed.

The reduction of compacted soil density was used to design earth-retaining structures, leading us to confirm the implications of using the SLA as part of backfill material. A basic example of structural design of a cantilevered Reinforced Concrete retaining wall using a composite soil backfill (with SLA) was compared against the same structure using traditional backfill material.

HISTORICAL BACKGROUND AND THEORETICAL FRAMEWORK

SLA is an aggregate developed by engineering and chemistry professors from Massachusetts, U.S. (Kashi *et al.*, 1999). The SLA is primarily composed of recycled plastic and fly ash. These materials are mixed together, exposed to elevated temperatures, and finally extruded into assorted sizes. SLA is made through a melt-blending process where a twin-screw extruder combines fly-ash and plastics at a heating temperature of 230 to 240 °C under pressure. Then, these materials are allowed to cool and solidify. Finally, the solid is granulated using a rotary blade machine.

The possible structural uses of SLA may help to alleviate concrete-mixture defects by making it more resilient and flexible, and/or by acting as a backfill material for soils with a high probability of being impacted with dynamic movement (Holmstrom *et al.*, 1999).

In 1980, when solid wastes started to increase, research projects like Holmstrom (1997), Holmstrom & Swan (1999), Cook (2000), Gradeau (2002), and Swan & Sacks (2005), were focused on evaluating the physical and mechanical properties of the SLA, specifically its geotechnical properties (Elsayed *et al.*, 2007). Among the most relevant research outcomes found reveals that SLA's has great stress tolerance when the aggregate suffers high levels of deformation. When plastic and fly ash are melted, mixed, and then cooled, it produces a chemical reaction where plastic elasticity is masked by the flexibility of the fly ash particles. The interlocking and bonding that make the joining of these two materials may cause a minimum rebound in the SLA particles after being exposed to a high stress (Elsayed *et al.*, 2007).

According to Tilton & Swan (2014) and Swan & Sacks (2005), SLA requires less material to produce a similar or even higher resistance than sand. Further studies focused on determining SLA peak strength, based on shear tests results showing that a SLA has continuous exponential resistance, even after a 6.35 mm/min (0.25 in/min) displacement while sand achieves its peak strength before the 6.35 mm/min (0.25 in/min) displacement (see Figure 2).

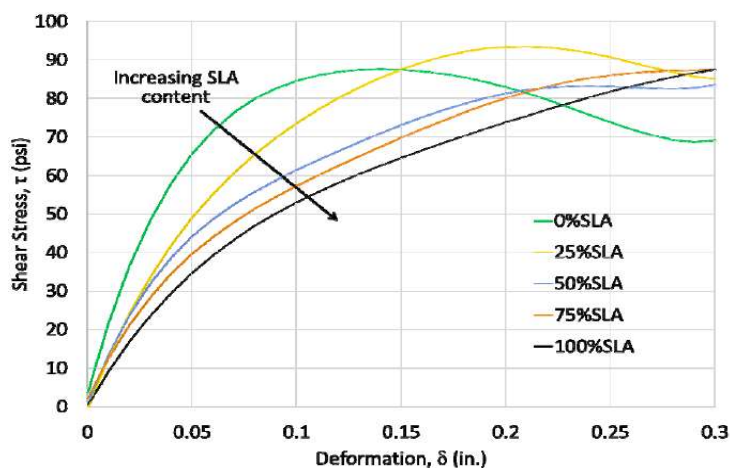


Figure 2: Shear vs. deformation behavior under 80 psi normal stress. (Tilton *et al.*, 2015)

Previous studies conducted by Swan & Elsayed (2007) suggest the need for further research using SLA as a sustainable design alternative for solving geotechnical applications, such as lightweight backfills. Previous research shows that construction materials self-supporting capacity is highly relevant as they represent the highest percent of the total weight of the structure (Mouli *et al.*, 2017). When the self-weight of the materials needs to be reduced, the aggregates are usually manipulated to achieve the desired density. This strategy is particularly useful when making backfills, concrete and asphalt mixtures (Kashi *et al.*, 1999).

It is highly relevant to study different particle-size ranges to understand which combination may better supplement A-2-4, AASHTO soil classification requirements. This research project is aimed at studying SLA-particle interaction with natural aggregates to obtain a “composite A-2-4 soil” in order to understand the ability to provide adequate compaction with the advantage of less self-weight compared with current soils used for engineering applications.

PROBLEM STATEMENT

The main objective of this study is to find a lightweight, and more sustainable option that may reduce the lateral active earth pressure, creating a composite soil that may be used for geotechnical applications related to earth-retaining and slope-stabilizing structures. SLA particles and commonly used natural granular aggregates, such as sand and gravel, will be analyzed and combined to produce a new “composite A-2-4 soil”. The efficiency of diverse trial mixes will be subject to compaction tests (Modified Proctor Test). Research results will be evaluated taking in mind the feasibility of the proposed geotechnical composite soil.

METHODOLOGY

The research methodology consisted of three principal experiments:

- Particle- size Analysis- Mechanical Method (ASTM D421 and ASTM D422);
- Soil Classification (ASTM D2487); and
- Compaction Tests- Modified Proctor Test (ASTM D1557)

Compaction tests were performed on diverse trial mixes that combine gravel, sand, fine materials (if required) and SLA particles. Table 1 shows the specifications for Method C of the Modified Proctor Test (ASTM D1557-12) that was used in this research.

Table 1: Modified Proctor Test, ASTM D1557-12 Method C). (Tobergte et al., 2013)

Equipment Component Description	ASTM Dimensions/Value
Mold Diameter	6 in (152.4mm)
Volume of the Mold	0.075 ft ³ (2124 cm ³)
Hammer Weight	10 lbs. (4.54kg)
Drop Height	18 in (457 mm)
Number of Soil Layers	5
Number of Blows/Layer	56

Trial mixes selected using Method C of ASTM D1557-12 must fit the granulometric criteria required for A-2-4 soils.

EXPERIMENTATION

Granulometric analysis of SLA and A-4 aggregates

A sieve analysis was performed on 392.8 g of SLA to determine a particle size distribution curve. Standard sieve mesh size No. 4, No. 10, No. 40, No.100, and No.200 were used for this experiment. After shaking the aggregates for 7 minutes in the sieves, the SLA sample used was rated as “poorly graded sand”, with an AASTHO system classification of A-1-a soil.

In order to prepare a soil that meets A-2-4 criteria by using the previously analyzed SLA sample, it is necessary to include finer aggregates. This mix could be classified as A-4. Thus, several fine-grained soils available in Puerto Rico were tested to obtain its particle size distribution curve (see Figure 4). The selected aggregate was classified as sandy lean clay, an AASTHO classification of A-4(2) with a Plasticity Index (PI) of 9.

Design of composite A-2-4 mixtures

After calculating adequate proportions with the required percentages of fine aggregates that met A-2-4 (see Table 1), a successful set of trial mixes was obtained.

Two different mixes of SLA with A-4 materials were made achieving 30% and 25% of fine material with equal or less of the Liquid Limit (LL) and PI specified in the A-2-4 AASTHO characteristics (see Figure 3).

The calculated proportions for each mixture were as follows:

Mix #1(identified as Genesis #1):

$$\frac{52.6 (\% \text{ of fines of the A-4 material})}{30 (\% \text{ that pass through sieve \#200})} = 175.33g$$

Mix #2(identified as Genesis #2):

$$\frac{52.6 (\% \text{ of fines of the A-4 material})}{25 (\% \text{ that pass through sieve \#200})} = 210.40g$$



Figure 3: Mix #1 with 43.57% of SLA and Mix #2 with 52.47% of SLA.

After calculating the mix proportions, granulometric analyses were performed to check the AASHTO classification. The results showed that mix #1 (see Figure 4) and mix #2 (see Figure 5) could be considered clayey sand with an AASHTO classification of A-2-4. Final proportion of Mix #1 was done with 43.57% of SLA and a 56.43% of A-4. Mix #2 required 52.47% of SLA and 47.53% of A-4.

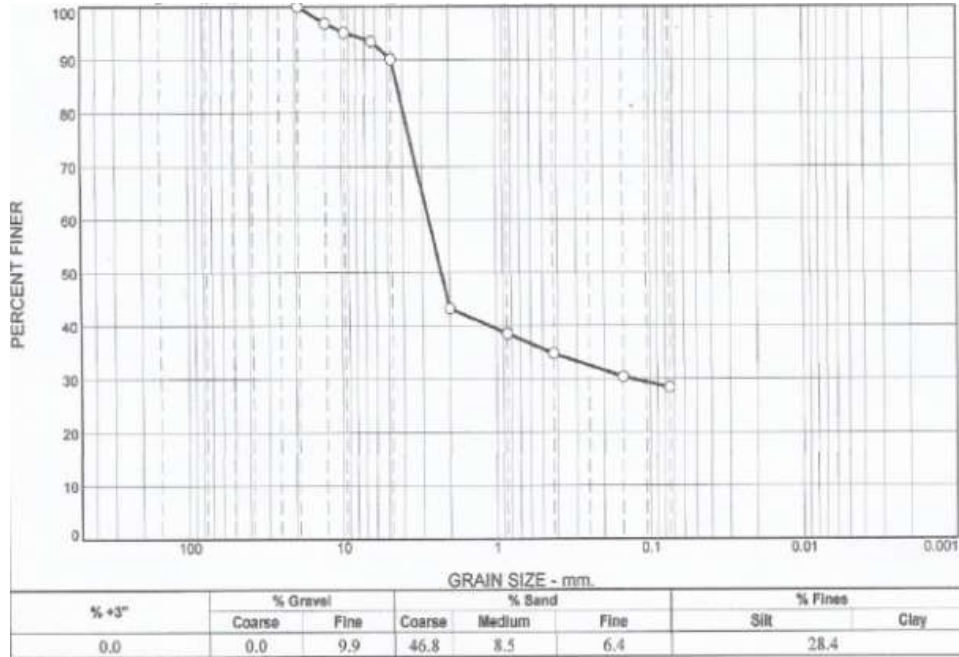


Figure 4: Particle size distribution graph and grain size distribution (mm) of Mix #1. (MGV-GES LAB)

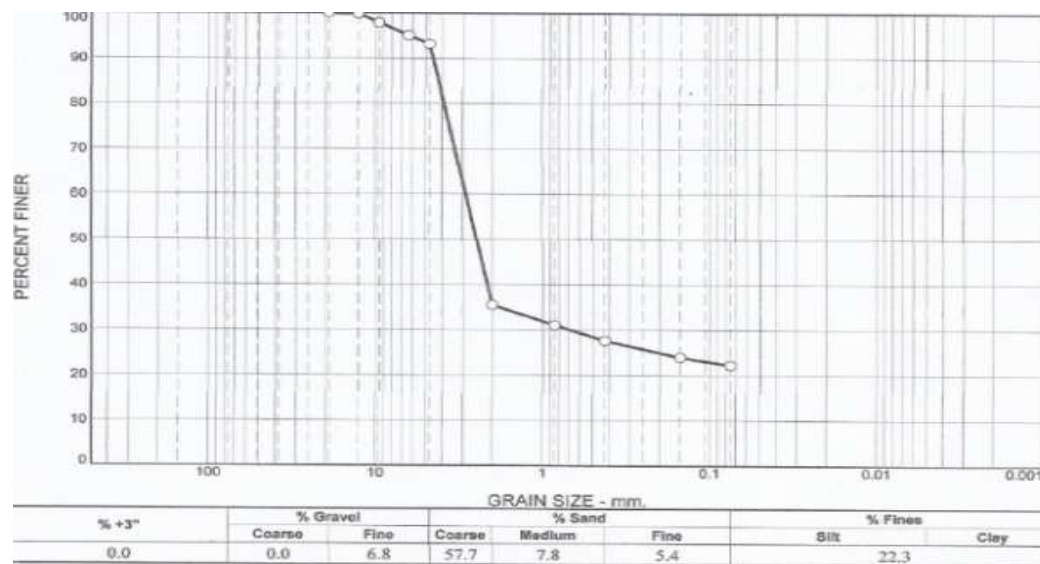


Figure 5: Particle size distribution graph and grain size distribution (mm) of Mix #2. (MGV-GES LAB)

Compaction analysis

The Modified Proctor Test procedure (ASTM D 1557-12 Method C) was applied to obtain compaction curves for both mixtures (see Table 1). The laboratory work was done in MGV-GES Lab, Inc. For both mixtures 7,000 g were used. The weight distribution for Mix #1 consisted of 3,010g of SLA; 3,990g of A-4, corresponding to 43.57 % of SLA to 56.43% of A-4 ratio, by weight.

The compaction test process for Mix #1 is shown in Figure 6 and the corresponding test results are shown in Figure 7. Based on the test results, the optimal moisture content (w) is 10.0% leading to a maximum dry density γ_d of 97.5lb/ ft³.



Figure 6: Mix #1 compaction test process. (MGV-GES LAB)

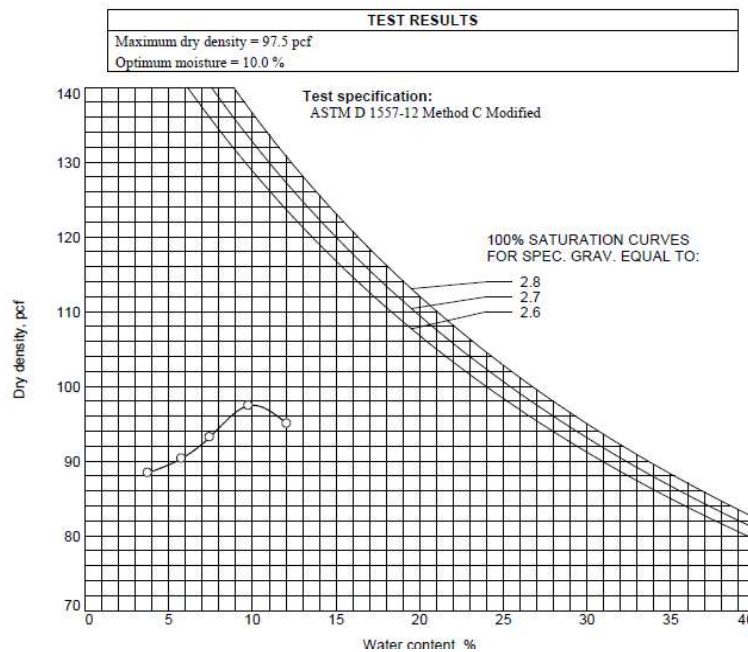


Figure 7: Mix #1 compaction test curve. (MGV-GES LAB)

The weight distribution for Mix #2 consisted of 3,672.9g of SLA; 3, 327.1g of A-4, corresponding to 52.47% of SLA to 47.53 % of A-4 ratio, by weight. The test results for Mix #2 are shown on Figure 8. It resulted in an optimal water content is $w=11.4\%$ leading to a maximum dry density (γ_d) of $94.1\text{lb}/\text{ft}^3$.

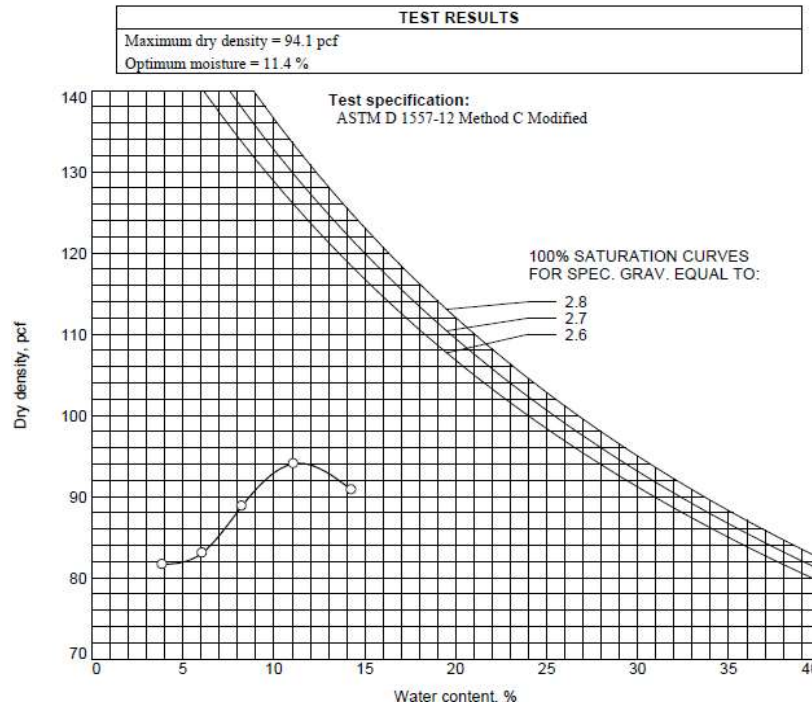


Figure 8: Mix #2 compaction test curve. (MGV-GES LAB)

DESIGN APPLICATION

The use of traditional A-2-4 soils on backfills, commonly reach a maximum dry density, γ_d , in the order of $120\text{lb}/\text{ft}^3$. Compaction test results for the A-2-4 containing SLA showed lower values of γ_d ($97.5\text{lb}/\text{ft}^3$ and $94.1\text{lb}/\text{ft}^3$). These values represent weight reduction of 20% and 21.6%, respectively.

Less active lateral pressure will afford projects with cheaper earth-retention structures. Also, projects on soils with poor settlement behavior might be replaced by composite A-2-4 soil with SLA.

Table 2 summarizes a simple design example of two RC cantilevered retaining walls with different backfill conditions: a normal A-2-4 versus an A-2-4 made with SLA.

Table 2: Parameters of design application.

Parameter	Value
<i>Friction angle (Φ)</i>	30°
<i>Height</i>	15 ft. (4.6 m)
<i>Wall Thickness</i>	14 in (0.46 m)
<i>Base</i>	10 ft. (3.1 m)
<i>A-2-4 Dry Density</i>	$120\text{lb}/\text{ft}^3$ ($1,922.22\text{kg}/\text{m}^3$)
<i>A-2-4_{SLA} Dry Density</i>	$95\text{lb}/\text{ft}^3$ ($1,521.75\text{kg}/\text{m}^3$)

When A-2-4 normal soil is used, the vertical wall of the structure will require 0.62 in²/ft., or (#6 bars @ 8-1/2 in c.c.). However, when the backfill is made with A-2-4 SLA, the required amount of steel is 0.48 in²/ft. (#6 @ 11 in. c.c.). The use of the composite backfill soil with SLA represents a 29% savings in steel reinforcement, and man-hours reduction during the construction process.

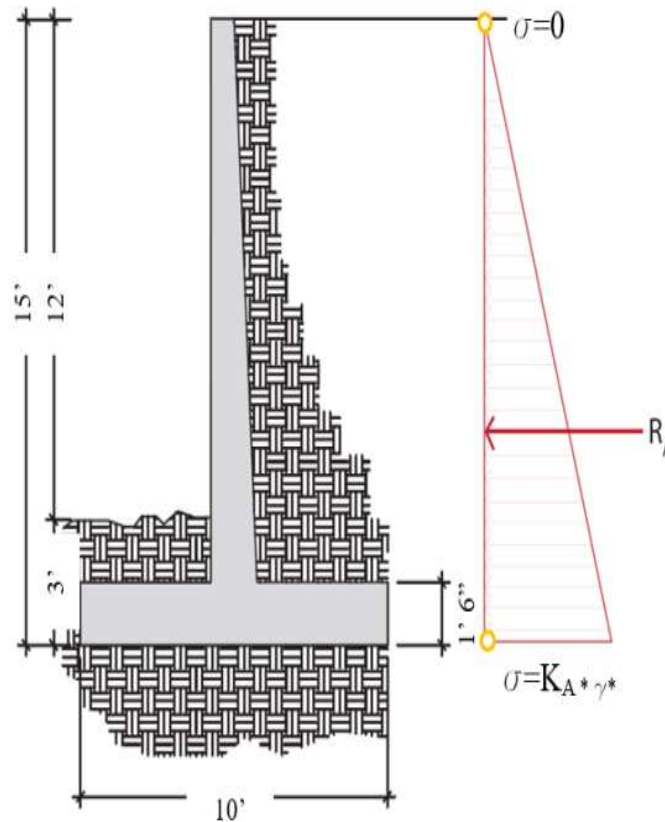


Figure 9: Retention wall diagram.

CONCLUSIONS

The major conclusions of this research work related to the interaction of SLA with natural aggregates to obtain a “composite A-2-4 soil” are summarized below:

a) The standard geotechnical tests such as Particle- size Analysis- Mechanical Method (ASTM D421 & ASTM D422); Soil Classification (ASTM D2487), and Compaction Tests- Modified Proctor Test (ASTM D1557) were performed. The poor graded distribution particles of the SLA lead to transform the synthetic material into a composite soil when mixed with a finer material such as a soil classified as A-4.

b) The new material (A-4 + SLA) or (A-2-4SLA) can comply with the adequate size distribution and the LL and PI requirements. Two different mixes were prepared, and various compaction tests were successfully performed resulting in a 20% to 21.6% weight reduction. The composite soil could be used for multiple geotechnical and structural applications.

c) Despite the fact that the actual cost to produce SLA aggregate is higher as compared to natural coarse soils, significant savings can be achieved on earth retaining structures due to less steel reinforcement and smaller structural components. It is also pertinent to have in mind that under severe geotechnical problems, there is a new alternative that deserves to be considered.

FURTHER RESEARCH

The authors recommend further research to confirm the results shown in this work, to study the use of the A-2-4 SLA backfills over soils with high potential of settlements, and to be considered to replace soft soils to minimize soil settlements or even on slope stability problems. Testing of A-2-4 SLA as a filter material on the back of retaining walls, and its permeability properties are other potential future studies that deserve additional research.

REFERENCES

- R. Malloy, Robert, Kashi, Moshen and Swan, Christopher. 2003. "Fly ash/ mixed plastic aggregate and products made therefrom," U.S. Patent 0 041 782, March 6, 2003.
- S. Swam, Christopher and Sacks Aaron. 2005. "Properties of Synthetic Lightweight Aggregates for use in Pavement Systems," in *Geo-Frontiers Congress, 2005*© American Society of Civil Engineers. doi: 10.1061/40776(155)9.
- A. Elsayed, Assem and Swan, Christopher 2007., "Compression Behavior of Synthetic Lightweight Aggregates", *World of Coal Ash Conf. (WOCA)*, Covington, KY, 2007.
- United States Environmental Protection Agency (EPA). 2015. "Advancing sustainable materials management: facts and figures 2013," no. June, pp. 1–16, 2015.
- Mohsen, Kashi *et al.*, "Innovative lightweight synthetic aggregate developed from coal fly ash" in *13th International Symposium on Use and Management of Coal Combustion Products (CCPs)*, Orlando, FL, 1999, pp. 5:1- 5:13.
- Holmstrom, Ola C. and Swan Christopher W. 1999. "Geotechnical properties of innovative synthetic lightweight aggregates", *1999 International Ash Utilization Symposium*, Center for Applied Energy Research, University of Kentucky, KY, 1999.
- Tilton, Claire and Swan, Christopher W. 2015. "The behavior of synthetic lightweight aggregate subjected to direct shear testing", presented at the *2015 World of Coal Ash (WOCA)*, Nashville, TN, 2015.
- G. Colón and C. W Swan, "The measurement of the shear stress-deformation behaviors of sand and synthetic lightweight aggregate under monotonic and cyclic loadings", presented at the *20th Leadership Alliance National Symposium (LANS)*, Stamford, CT, 2015.
- Mouli, Mohamed and Khelafi, Hamid. 2017. "Properties of lightweight concrete made with crushed natural pozzalana as coarse aggregate". *Ūkio Technologinis ir Ekonominis Vystymas*; Vol XIII; No.4, September 2017, pp.259-265.
- Tobergte, David and Curtis, Shirley. 2013. *Geotechnical Engineering*, 7th ed., vol. 53, no. 9. 2013.
- MGV-GES LAB, INC. Vega Baja, Puerto Rico.

AUTHORS BIOSKETCH



L. Daza-Duarte

Professor at the University of Puerto Rico, School of Architecture, Río Piedras Campus. He has a bachelor's degree in Highway and Transportation Engineering from the Pedagogical and Technological University of Colombia (UPTC), and a Master's and Doctorate in Structural Engineering from the Mayagüez University Campus (RUM) of the University of Puerto Rico. He has professional experience of more than 25 years as a structural consultant.



A. Grillasca

Graduated with a Bachelor of Science in Civil Engineering (BSCE) and a Master's Degree in Geotechnical Engineering from the University of Puerto Rico at Mayagüez Campus (UPRM). He has a professional experience of more than 25 years in the field of soil investigation, slope stability, material testing and is the owner of Geotechnical Engineering Services, PSC and is a partner of MGV PSC dedicated to tests of materials and soil laboratory.



G. Colón-Ortiz

Graduated with a Bachelor's Degree specializing in Environmental Design from the School of Architecture of the University of Puerto Rico-Río Piedras Campus. During her undergraduate time she participated in four research experiences at the universities of Colorado, Tufts, MIT and Stanford in the area of architectural engineering. She was also part of the honors study program in which under the mentorship of Dr. Luis Daza, she completed her undergraduate thesis with the aim of investigating the behavior of the SLA. Genesis is currently pursuing a Master's Degree focused on Human Development and Environmental Sciences.

WIDESPREAD SHALLOW MASS WASTING DURING HURRICANE MARIA: LONG-TERM SIGNIFICANCE OF SEDIMENTATION IN THE TROPICS¹

Edwin O. Irizarry-Brugman², Desiree Bayouth-García³, Kenneth S. Hughes⁴

ABSTRACT: Hurricane María was an extreme atmospheric event that impacted Puerto Rico in 2017. As a result of the passage of hurricane María over the island more than 70,000 landslides were triggered, with the highest density of mass wasting found in the mountainous center of the island. This area is highly susceptible to slope failure given the local soils that form as a result of continuous tropical chemical weathering of the bedrock material. Copious amounts of sediment from these soils were mobilized and transported by the landslide-triggering event. The results of our study reveal the soil types that are most susceptible to mass wasting loss in order to better understand their susceptibility to failure and contribution to sedimentation across the rugged interior of the island. A preliminary analysis of area volume scaling statistics for thousands of landslide sites in the important Lago Dos Bocas basin reveals that Hurricane María likely liberated at least 1.7 million cubic meters of mostly superficial sediment in the lake's contributing area (not including the Caonillas sub-basin). In an effort to determine the efficiency of the fluvial system to transport these sediments during and after the catastrophic hurricane event, bathymetric surveying was carried out in Lago Dos Bocas, where much of the sediment is hypothesized to have been deposited. This reservoir is a vital piece of infrastructure in the island as it supplies water to the San Juan metropolitan area. Based on the 2021 bathymetric survey and the historical data, the excess sediment deposition to the reservoir related to Hurricane María is estimated at approximately 2.1 million cubic meters. When compared with data from 1999-2010, this volume represents the equivalent of 18 years of background sedimentation. At present, the reservoir capacity loss since construction is at 64%. These analyses are pertinent to understand how the local sediment budget has been affected and to re-calculate the useful life of the reservoir and highlight the vulnerability of Caribbean infrastructure systems, given the forecasted likelihood of increased tropical cyclone activity in the years to come.

Keywords: landslides, hurricane María, bathymetry, soil, sedimentation, Caribbean

EXTENSOS DESLIZAMIENTOS SUPERFICIALES DEL HURACÁN MARÍA: LA IMPORTANCIA DE LA SEDIMENTACIÓN EN EL TRÓPICO A LARGO PLAZO

RESUMEN: El huracán María fue un evento atmosférico extremo que impactó a Puerto Rico en el 2017. A raíz del paso del huracán María sobre la isla más de 70,000 deslizamientos de tierra se desencadenaron con una mayor concentración en la parte central montañosa de la isla. Esta región es altamente susceptible a deslizamientos de tierra por los suelos que se forman como resultado de la continua meteorización química tropical del material parental. Este evento, desencadenante de deslizamientos de tierra, movilizó y transportó abundantes cantidades de sedimentos provenientes de estos suelos. Los resultados de este estudio nos permiten determinar que suelos son más susceptibles a deslizamientos para entender su susceptibilidad y su contribución a la sedimentación a través del interior montañosa de la isla. Un estudio estadístico preliminar de factores de escala de área y volumen en la importante cuenca del Lago Dos Bocas mostró que el huracán María probablemente liberó al menos 1.7 millones de metros cúbicos de sedimento mayormente superficial en el área alrededor del lago (sin incluir la sub-cuenca de Caonillas). Se realizó una evaluación batimétrica en el Lago Dos Bocas, donde se entiende que se depositó una gran parte del sedimento, con el propósito de determinar cuán eficaz fue el sistema fluvial

¹ Article received on October 8, 2021 and accepted for publication on December 1, 2021.

² Graduate Research Assistant, Department of Geology, University of Puerto Rico, Mayagüez, Puerto Rico, 00681-9041.

Email: edwin.irizarry4@upr.edu

³ Graduate Research Assistant, Department of Geology, University of Puerto Rico, Mayagüez, Puerto Rico.

Email: desiree.bayouth@upr.edu

⁴ Associate Professor, Department of Geology, University of Puerto Rico at Mayagüez, Puerto Rico.

Email: kenneth.hughes@upr.edu

transportando estos sedimentos durante y después de este catastrófico huracán. Se escogió dicho embalse por ser una infraestructura de vital importancia para suplir agua al área metropolitana de San Juan. En base a los resultados batimétricos del 2021 y datos históricos, se estima que el exceso de sedimentos depositados en el embalse relacionados al huracán María es de aproximadamente 2.1 millones de metros cúbicos. Al comparar los datos con los de estudios batimétricos del 1999-2010, este volumen representa un equivalente de 18 años de sedimentación. Estos resultados nos indican que, desde su construcción, el embalse ha perdido un 64% de su capacidad original. Es pertinente realizar estos análisis para entender cómo se ha afectado la cantidad de sedimento local, recalculando la vida útil del embalse y destacar la vulnerabilidad de los sistemas de infraestructura Caribeña, dado el pronosticado aumento en actividad ciclónica tropical en el futuro cercano.

Palabras claves: deslizamientos de tierra, huracán María, batimetría, suelo, sedimentación, Caribe

INTRODUCTION

It has been estimated that 0.5 to 1% of global fresh water reservoir storage is lost annually as a result of sedimentation (Basson, 2009). Tropical regions are more at risk of sedimentation, due to higher rates of erosion and the impact of atmospheric events (Nagle *et al.*, 1999). Caribbean islands are especially vulnerable to the occurrence of landslides in these storms, which have been determined to account for a large portion of the sediment supply in fluvial systems, particularly bedload (Ahmad *et al.*, 1993). Puerto Rico is located along an active tectonic boundary and in the path of tropical cyclone systems; both circumstances contribute to the susceptibility of landsliding on the island. Episodes of magmatic activity, erosion, subsidence, carbonate deposition, and uplift over the past tens of millions of years have resulted in a rugged mountainous interior, characterized by active and adjusting topography. The highest peaks on the ~9,000 km² Caribbean island are more than 1,300 meters (m) altitude and lie within only a few tens of km from the coast. Pockets of relatively low-relief upland plateau are remnants of a relict landscape that existed before uplift initiated around 4 Ma, and continues to the present (Brocard *et al.*, 2016; Taggart & Joyce, 1989). These upland surfaces have largely been dissected by fluvial processes that have incised channel beds and over-steepened hillslopes in order to adjust to the relative base level change. It is in the zones of adjusting hillslopes that landslides are most common on the island. The most common mass wasting style is shallow debris flow, where soil and regolith material are mobilized as a result of over saturation in the overburden material, commonly associated with high intensity precipitation from tropical cyclone systems. These shallow failures often deliver sediment slurry directly to the fluvial system in Puerto Rico, with about half of all landslide-mobilized material estimated to be introduced to downslope channels in one local study (Ramos-Scharrón *et al.*, 2021). After transport to the stream network, the sediment is carried according to limitations defined by sediment size and stream flow metrics. The large amount of landslide material introduced to the fluvial network converts into a large component of the sedimentation problem that is widespread across Puerto Rico, notably in the freshwater reservoirs of the island.

Long-term weathering and short-term weather events are both important to consider for landslides in Puerto Rico. Chemical weathering and development of the critical zone (saprolite, regolith, and soil) in the island is accelerated because of the convergence of high annual rainfall, active biological processes, and year-round warm temperatures (Dosseto *et al.*, 2012; Ferrier *et al.*, 2010; White *et al.*, 1998; White & Blum, 1995). The chemically weathered material can locally be up to tens of meters thick and is the principal zone where shallow mass wasting occurs (Simon *et al.*, 1990).

Tropical cyclone systems that affect Puerto Rico generally form near the Cape Verde islands and move westward across the Atlantic Basin towards the Caribbean archipelago. Both tropical storms and hurricanes can bring intense rainfall capable of triggering landslides across the island. In addition, some local heavy precipitation events that are not associated with tropical cyclones often exceed global and island-specific empirical rainfall intensity-duration landslide provoking thresholds (Caine, 1980; Díaz Sosa, 2021; Larsen & Simon, 1993; Pando *et al.*, 2005). Hurricane María crossed Puerto Rico on September 20, 2017 and caused widespread landsliding. Over 70,000 headscarp sites were documented across the island (Hughes *et al.*, 2019; Figure 1) and caused damage to infrastructure, destruction of homes, loss of cultivated crops, deaths, and resulted in long-term sedimentation at offshore coral reef sites (Bessette-Kirton *et al.*, 2019; Ramos-Scharrón *et al.*, 2021; Takesue *et al.*, 2021). Precipitation estimates were as high as 950 mm for parts of the mountainous interior for the duration of the storm (Pasch *et al.*, 2018) and exceeded the intensity-duration thresholds for landslide triggering almost everywhere across the island. Landslides were most abundant in the municipalities on the northern flank of the east-west trending Cordillera Central and in the Río Grande de Arecibo and Río Grande de Añasco watersheds.

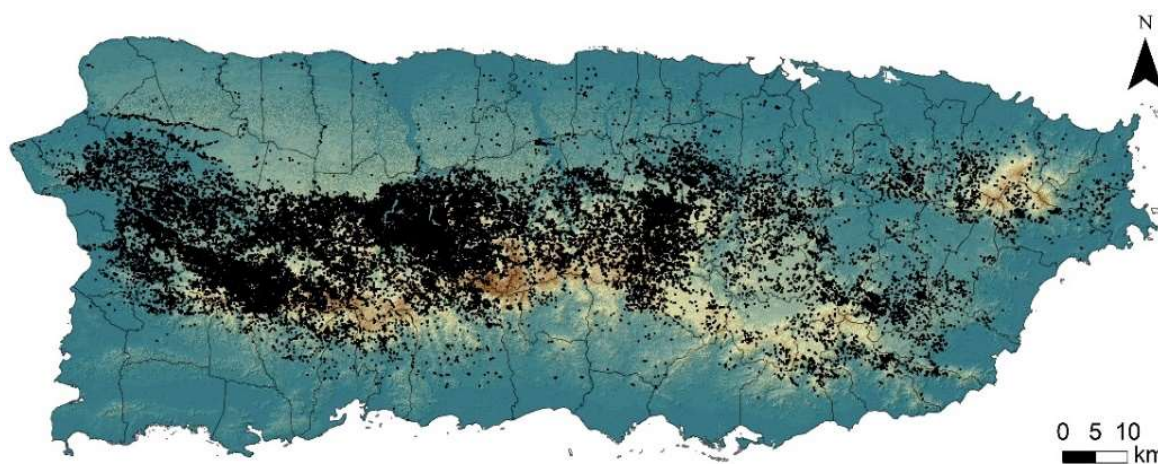


Figure 1: Location of the landslides triggered by Hurricane María in 2017. Note: There were more than 70,000 landslides identified throughout the island, the majority located in the north central region (Hughes *et al.*, 2019).

STUDY AREA

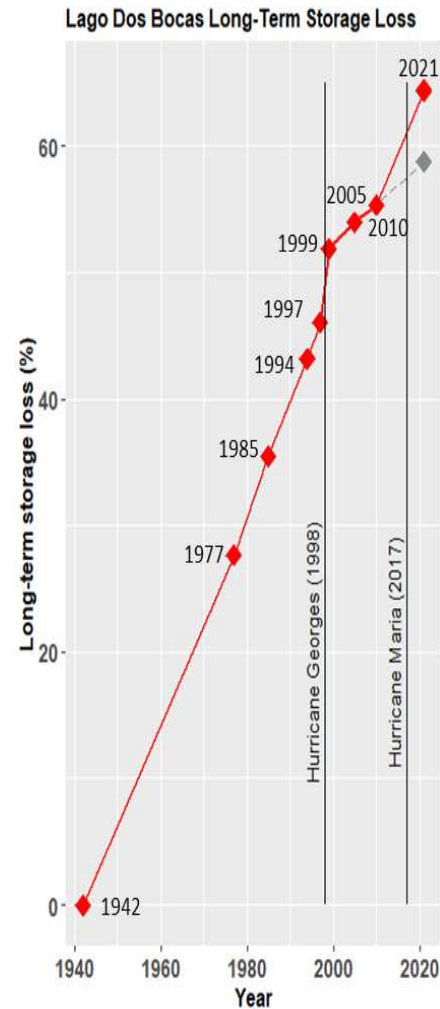
The Lago Dos Bocas reservoir is part of the 615 km² Río Grande de Arecibo basin, one of Puerto Rico's largest watersheds and located in the north central portion of the island (Gómez-Gómez *et al.*, 2014; Fig. 2). During Hurricane María, the Río Grande de Arecibo basin had the highest landslide density among National Hydrography Dataset level 10 watersheds at 30 landslides per km² and its sub basins also had the highest density at 50 landslides per km². The soil orders in this basin are predominantly Ultisols, Oxisols, and Inceptisols and include 35 soil series (Sotomayor-Ramírez *et al.*, 2010). Many of these soils originate from plutonic bedrock material and have a high sand content and low cohesion when chemically weathered (Hughes & Schulz, 2020). The sandy texture of the soil units in this watershed is one of the principal reasons why it was the most affected by the landslides triggered by Hurricane María. Because of the impact that landslides have on the Río Grande de Arecibo basin, the Lago Dos Bocas reservoir was selected to assess the sediment transportation efficiency, connectivity, and deposition related to a widespread landslide triggering event. One of two main reservoirs in the basin, Lago Dos Bocas, was built in 1942 and had an original storage capacity of 37.5 million cubic meters (Mm³) and a drainage area of 440 km² (Sheda & James, 1968). It is an important reservoir in the North Coast Superaqueduct Project, estimated to supply approximately 350,000 cubic meters per day (m³/d) of water to

communities along the north and northeast coast of the island as of 2005. It can be divided into two principal sub-basins: the 205 km² Río Grande de Arecibo watershed and the 105 km² Río Caonillas-Río Limón catchment area (Soler-López, 2007).



Figure 2: Lago Dos Bocas in central Puerto Rico (18.333, -66.666). The inset map of Puerto Rico shows the greater Río Grande de Arecibo watershed in white and the Lago Dos Bocas contributing area in yellow.

Figure 3: Long-term storage capacity loss of Lago Dos Bocas reservoir from 1942 to 2021. Red line connects bathymetric survey data. Dashed gray line shows a hypothetical “post-Georges” increase in storage loss that could have been expected if Hurricane María did not impact the island.



Lago Dos Bocas has been affected by sedimentation since its construction, accounted by surveys by the United States Geological Survey (USGS) from 1942 to 2010. During this period, the USGS performed 7 surveys in the reservoir (Table 1; Quiñones *et al.*, 1989; Soler-López, 2001, 2007, 2014; Soler-López & Webb, 1998; Webb & Gómez-Gómez, 1996). The last survey in 2010 indicates that the reservoir’s storage capacity had decreased by 55% since 1942, equivalent to a storage capacity of around 16.75 Mm³ (Fig. 3). Surveys in 1997 and 1999 that bracketed Hurricane Georges in 1998 demonstrated a large pulse in sedimentation compared to years prior, but surveys in 2005 and 2010 showed considerably lower sedimentation rates during that decade compared to pre-Georges surveys. A potential explanation for this observation is that the high flows caused by Hurricane Georges could have flushed all available material accumulated over decades and stored in channels of the fluvial network to the reservoir, reducing the amount of sediment that could be transported into the reservoir in following years (Soler-López, 2007, 2014).

Table 1: Lago Dos Bocas bathymetric survey data from 1942 to 2021.
Source: USGS and this study.

Year	1942	1977	1985	1994	1997	1999	2005	2010	2021
Capacity (Mm ³)	37.5	27.14	24.2	21.31	20.23	18.04	17.26	16.74	13.35
Live storage (Mm ³)	29.47	23.13	--	19.15	18.68	17.06	16.5	16.30	13.35
Dead storage (Mm ³)	7.83	4.01	--	2.16	1.55	0.98	0.76	0.44	0
Years since construction	0	35	43	52	55	57	63	68	79
Sediment accumulated (Mm ³)	--	10.36	13.3	16.19	17.27	19.46	20.24	20.76	24.15
Inter-survey sediment accumulation (Mm ³)	--	10.36	2.94	2.89	1.08	2.19	0.78	0.52	3.39
Long-term storage loss (%)	--	27.6	35.5	43.2	46.1	51.9	54.0	55.4	64.4
Inter-survey loss of capacity (Mm ³ /yr)	--	0.296	0.368	0.321	0.367	1.09	0.13	0.104	0.29

METHODS

Soils

The Lago Dos Bocas and Lago Caonillas sub basins include 87 mapped unique soil map units (NRCS SSURGO) out of around 700 total soil map units throughout Puerto Rico (Fig. 4). The soils mostly formed above either volcanoclastic and granodioritic bedrock, where the volcanoclastic soils are more clay rich and the granodioritic soils are sandier. These soil units were used in an analysis of landslides triggered by Hurricane María to rank each unit's affinity for shallow mass wasting. The Frequency Ratio (FR) technique was used and employed as an important contributing factor in a revised high-resolution landslide susceptibility map for Puerto Rico (Hughes & Schulz, 2020). An FR score is calculated as the ratio between the numbers of events (landslides in this case) that fall in a certain bin (unique soil map units in this case) divided by the abundance of that condition throughout the study area:

$$FR_{fi} = \frac{N_{Lfi}/N_L}{A_{fi}/A} \quad (1)$$

Where:

FR_{fi} : frequency-ratio value for each soil map unit

N_{Lfi}/N_L : ratio of the number of landslides in a soil map unit to the total number of landslides in the inventory

A_{fi}/A : ratio of the aerial extent of the soil unit to the total study area. An FR score of <1 reflects a negative correlation, while FR values >1 indicate positive correlation.

In addition to FR analysis the outline of thousands of shallow mass wasting sites in the Lago Dos Bocas and Lago Caonillas basins were digitized using high resolution aerial imagery captured in the months immediately following Hurricane María. The area of each polygon was calculated in GIS and a volume estimate was generated with shallow mass wasting scaling factors shown in the following equation, modified from Larsen *et al.* (2010) and Ramos-Scharrón *et al.* (2021):

$$V = \alpha A^Y \quad (2)$$

Where:

V: landslide volume

A: landslide area

α and γ : power law scaling factors.

This approach is simplistic because it assumes landslides in diverse regolith material all fail to a similar depth. However, it provides an acceptable first order estimate of volume per area for this study.

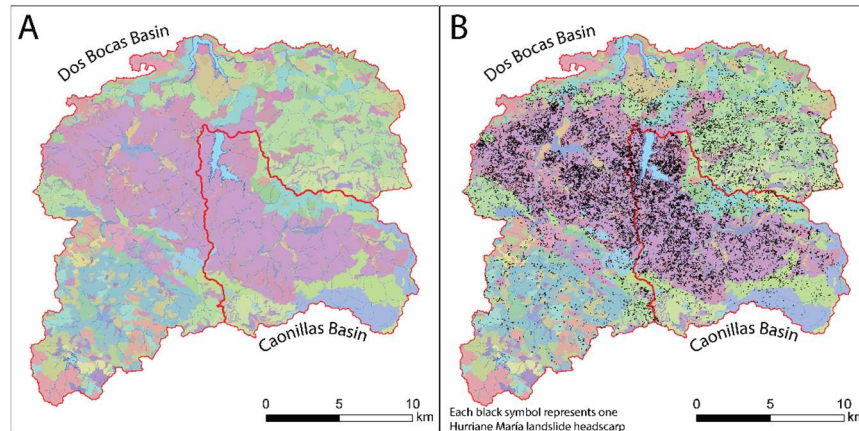


Figure 4: A) Distribution of soil map units in the Lago Dos Bocas and Caonillas watersheds. Colors are randomly assigned to each unique soil map unit. B) Hurricane María landslide headscarp represented by each black symbol. The Lago Dos Bocas basin includes 13,390 sites whereas the Caonillas basin includes 8,617 sites. Note concentration in soil units colored in purple trending NW-SE.

Bathymetric Survey

A bathymetric survey was conducted in Lago Dos Bocas reservoir on March 3, 2021 using a Humminbird HELIX 7 CHIRP GPS G3N depth sounder (broadband frequency: 180 to 240 kHz) on a motor-powered boat (Fig. 5A). An Emlid REACH RS2 and RS RTK GPS antennas were used to later compare the location. This survey approach is similar to that published by USDA NRCS (Huscher & Griffith, 2015). To obtain a dense array of survey points, a series of transects following a “zig-zag” pattern oriented perpendicular to the lake channel orientation were completed. Survey points were collected as far upstream as feasible, given the water depth. Periodically, depth measurements were made with a demarcated rope and anchor to assess the accuracy of the depth sounder recordings. While conducting the survey and navigating the transects, the data string from the depth sounder was streamed via modified output cable to a laptop running a Tera Term terminal, stored as a National Marine Electronics Association (NMEA) message text file (Fig. 5B, 5C). The NMEA data stream was updated every second and stored in a text file containing depth, water temperature, time and date, and multiple positioning sentences, among other information. A code was prepared using the R programming language to extract and organize the target data strings and export them to a CSV file (Fig. 5D).

The depth data were corrected relative to the Normal Operation Level of the USGS station number 50027100 “Lago Dos Bocas at Damsite Near Utuado Puerto Rico,” which is 89.92 m (295 ft) above sea level. The lake level during the start and majority of the survey was consistent at 88.65 m elevation, incrementing through the day. By the end of the survey the lake level had increased by approximately 20 centimeters (waterdata.usgs.gov, last accessed 13-sept-2021). After correcting the depth values, the data was imported to ArcMap as a table, and then

converted to a point shapefile. Erroneous data points, which included recordings affected by increased boat speed, obstacles in the water impacting the depth sounder (such as tree branches or other debris), and incomplete depth measurements, were removed from the dataset. The outline of the Lago Dos Bocas reservoir was digitized from historical aerial imagery and was used as the bathymetric survey's interpolation limit with a value of 0 m depth incorporated into the model. The data points were interpolated, and a triangulated irregular network (TIN) dataset was generated using the Create TIN ArcMap tool. The resulting file was converted to a raster format using the TIN to Raster tool. The Extract by Mask tool was used with the digitized lake outline shapefile to remove any excess raster data interpolated outside of the lake boundary.

The 2010 bathymetric dataset (J. Gómez-Fragoso, pers. comm., 2020) was compared with the 2021 survey to determine increases or decreases in depth along sections of the reservoir. This differencing was carried out using the Raster Calculator in ArcMap. Considerations of future sedimentation for the Lago Dos Bocas were made using historical data, our new survey data, and hypothetical future extreme event scenarios.

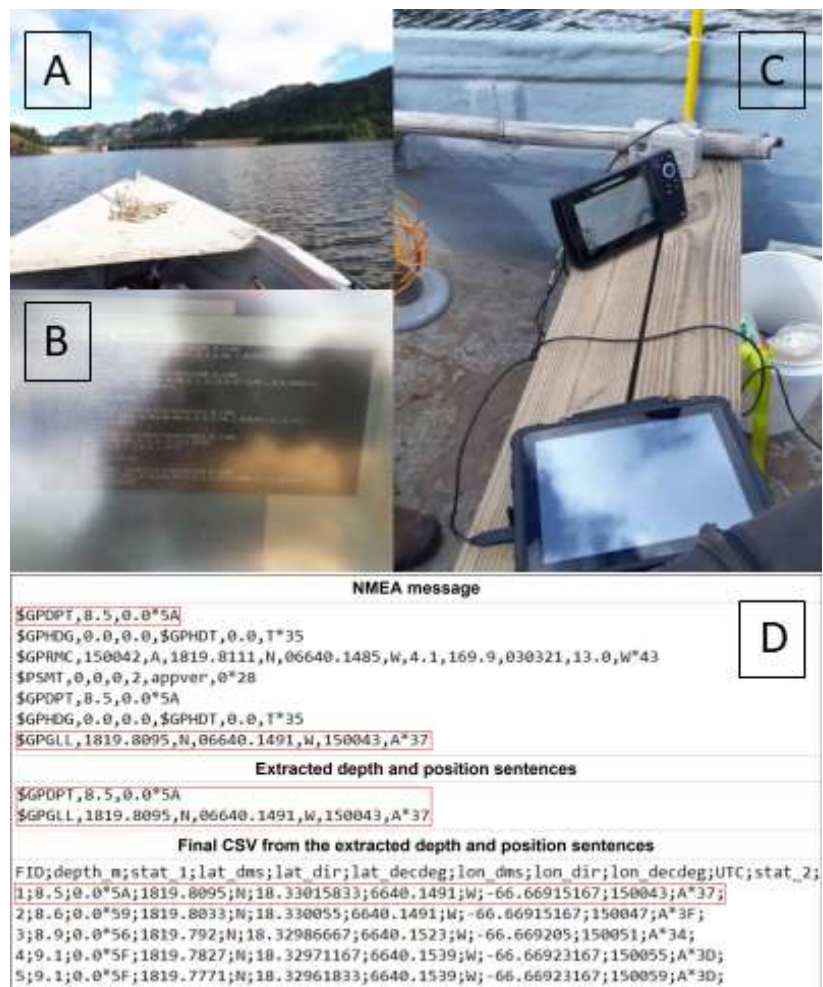


Figure 5: (A) Lago Dos Bocas at the time of the 2021 bathymetric survey. (B) NMEA data stream on the Tera Term terminal during the survey. (C) Depth sounder monitor, battery, and computer. (D) Segment of the NMEA message recorded during the field survey with red outline of the sample measurements selected, extracted depth (SGPDPT) and position (SGPGLL) sentences, and final CSV with the data organized in single row.

RESULTS

Soils

Soil map units in the Dos Bocas and Caonillas basins are among the most susceptible to shallow mass wasting in Puerto Rico. Based on the analysis of over 70,000 Hurricane María shallow mass wasting sites, the Pellejas clay loam and Lirios clay loam units that are prevalent in these catchments cover only 1.8% of the Puerto Rican landscape but suffered 23% of the event landslides (Hughes & Schulz, 2020; Table 2). These two units are seen as the NW-SE swath of map units in Fig. 4B and developed above the Utuado granodiorite bedrock unit.

Table 2: FR values of the two most affected soil units in the catchment areas.

Soil Map Unit	MUKEY	FR Score	Area (km ²)	Area (%)	Landslides	Landslides (%)
Pellejas clay loam, 40 to 60 percent slopes	326463	14.0	98.9	1.1	8524	15.9
Lirios clay loam, 40 to 60 percent slopes, eroded	326445	10.5	59.1	0.7	3802	7.1

Specifically, within the Lago Dos Bocas contributing area, more than 13,000 Hurricane María landslide headscarp points were inventoried (Hughes *et al.*, 2019) and 8,100 individual landslide areas were digitized as polygons in a related effort. After calculating the area of each polygon and using the Puerto Rico-specific shallow mass wasting scaling factors empirically derived by Ramos-Scharrón *et al.* (2021; $\alpha=0.254$, $\gamma=1.152$) an approximate mobilized volume of 1.70 Mm³ of sediment was arrived. Given that this total was derived from an incomplete polygon inventory, this volume of 1.70 Mm³ should be considered a *minimum* estimate for landslide mobilized sediment during Hurricane María, which likely exceeded 2 Mm³.

Bathymetric Survey

After parsing the dataset for inaccurate depths or locations, 4,749 data points from 172 transects (Fig. 6a) were used to create the bathymetric model (Fig. 6b). After interpolating all the data points, the resulting raster had a 13.86 m spatial resolution. The maximum depth is 18.9 m and the average depth is 8.5 m. The deepest area of the lake is in the Río Limón / Río Caonillas arm. The surface area of the lake at normal operating level is 1.5 km² or slightly less.

The calculated water capacity at normal operating level for the present survey (2021), is 13.35 Mm³. One-hundred percent of this amount is considered “live-storage” as there is no depth greater than the level of the reservoir’s underwater intake structure (located at 18.4 - 21.2 m deep [Soler-López, 2007]). This would indicate a storage capacity decrease of 24.15 Mm³ or 64.4% from the original 37.5 Mm³ at the time of construction in 1942.

Between 2010 and 2021, there was a calculated sediment accumulation increase of 3.39 Mm³. Most of the increase in sediment occurred in the Río Grande de Arecibo arm of the reservoir, a well-documented trend observed for decades (Fig. 6c). The 3.39 Mm³ inter-survey loss of capacity accounts for the complete time period between the last two surveys and represents a period-average annual increase of 0.308 Mm³ during the decade. To estimate how much of the increase from 2010-2021 can be attributed to Hurricane María driven sedimentation, the average infilling rate from 3 bathymetric surveys (1999, 2005, and 2010) after Hurricane Georges was used. The average post-Georges rate of 0.117 Mm³/yr was projected from 2010 to 2021, resulting in an estimated hypothetical water storage capacity of 15.45 Mm³ (see gray dashed line in Figure 3). This storage capacity was then subtracted from the true measured storage capacity in this 2021 study (13.35 Mm³), resulting in a difference

of 2.1 Mm³. This volume of 2.1 Mm³ (or 5.6% of the original reservoir capacity) is potentially representative of the excess sedimentation to Lago Dos Bocas reservoir that can be attributed to Hurricane María. Compared to the steady post-Georges sedimentation rate, the calculated Hurricane María excess amount represents approximately 18 years of accumulation.

DISCUSSION

Our estimate of at least 1.7 Mm³ of liberated sediment at landslide sites triggered by Hurricane María in the Lago Dos Bocas contributing area and a similar value of 2.1 Mm³ of excess sediment deposited in the reservoir, sometime between 2010 and 2021, are important to better understand the source to sink dynamics for the system. Widespread mass wasting appears to be a significant and primary contributor to downstream sedimentation for this case study and should be included in sedimentation modeling efforts. Specific soil units that are comprised of low cohesive sandy material in rugged terrain are key in this integrated relationship.

In the first decade of the 21st century the sedimentation rate in Lago Dos Bocas was approximately 3 times lower as compared with the 20th century, with an average interannual storage capacity loss of 0.117 Mm³ in the period of 1999-2010 compared to an average of 0.338 Mm³ loss from 1942-1997. This drastic inflection point in sedimentation rates is marked by the passage of Hurricane Georges in 1998. USGS bathymetric surveyor Soler-López (2007, 2012) speculated that the flooding associated with Hurricane Georges drastically “*depleted erodible and transportable bed sediments within the tributaries of Lago Dos Bocas reducing the readily available sediments, thus, reducing its storage capacity loss rate.*” Another more gradual contributor to decreased sedimentation in the watershed is the decades-long abandonment of cultivated lands as more residents move towards urban centers or out of Puerto Rico. This trend away from agriculture decreases the immediate effect of sediment runoff from farming activities.

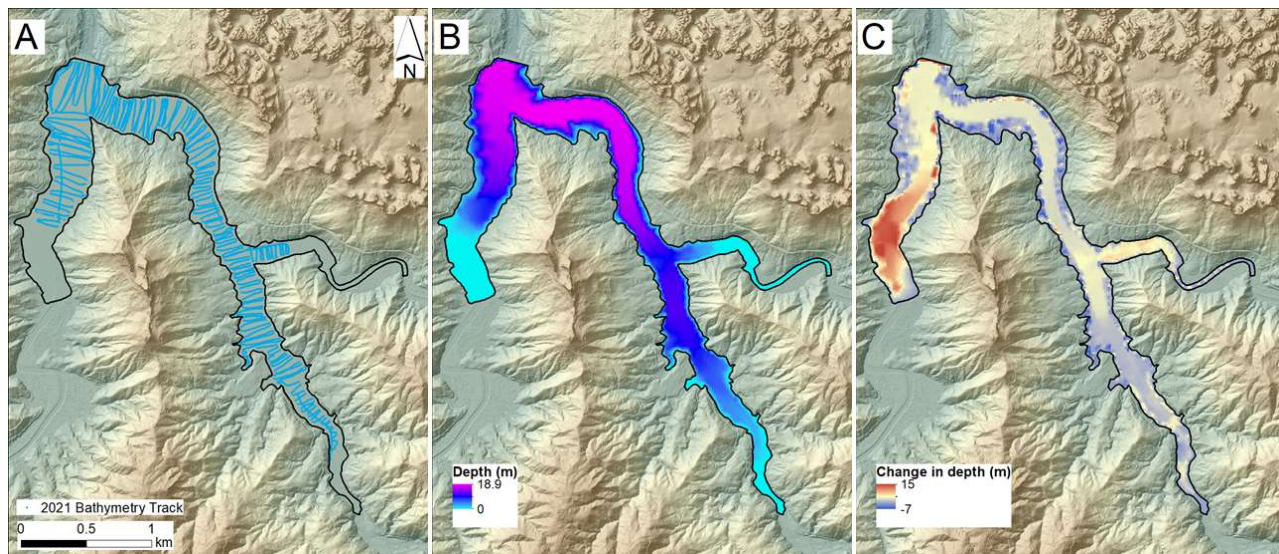


Figure 6: (A) Transects of the 2021 bathymetric survey in the reservoir. (B) 2021 bathymetric survey interpolated raster. (C) Difference of the 2010 survey and 2021 survey rasters. Positive numbers indicate a decrease in water depth (i.e. increase in sediment accumulation). Note most dramatic infilling in the Rio Grande de Arecibo arm.

Projecting a useful lifespan for the reservoir is complicated by these sedimentation rate changes over time and the forecasted likelihood of more frequent extreme atmospheric events in the future. After the 2010 survey, the estimated date of the lake being 100% infilled was calculated at 2065 using the long-term (1942-2010) annual capacity loss rate. If the post-Georges rates are only considered, this date would be a century longer, until the year 2173. This post-Georges rate was used above to estimate the Hurricane María contribution, and it is unknown how much transportable sediment was accumulated between 2010 and 2017. Given the unlikely scenario that channels in the Lago Dos Bocas contributing area were effectively stocked with sediment to pre-Georges conditions in these 7 years, the Hurricane María associated sedimentation estimated at 5.6% or 2.1 Mm³ is all the more impressive and we conclude that it is mostly related to the mobilization of sediment from the hillslope. If Hurricane María effectively “flushed” transportable sediment from the system in a manner similar to, or more so than, Hurricane Georges, then the buildup of sediment in the fluvial network was essentially reset to zero in 2017 and it could be assumed that the next decade or longer will have relatively low sedimentation rates if no extreme atmospheric events cause widespread landsliding during that period.

A pertinent unknown factor is the time required to once again buildup transportable sediment in the local fluvial network, such that the interannual sedimentation in non-catastrophic event years would return to pre-Georges rates. This further complicates an estimate of the usable life of the reservoir. Future bathymetric surveys are needed to carefully estimate a longer term post-María rate and will benefit from the survey results described herein. Reasonable estimates for the complete infilling of Lago Dos Bocas without additional extreme atmospheric event driven sedimentation could range from 2060 – 2100, depending on the time needed to build-up enough fluvial channel sediment to return to a background interannual capacity loss rate of approximately 0.3 Mm³. If events of the magnitude of Hurricanes Georges and María occur more frequently, the reservoir could become useless earlier than 2060.

CONCLUSION

Sedimentation is a severe problem in Puerto Rico and other vulnerable sites worldwide. Sediments mobilized during extreme events can fill important freshwater reservoirs and also affect water quality of both rivers and offshore sites. Distinct low cohesion sandy soil units throughout the Lago Dos Bocas contributing area contribute to this area being extremely susceptible to shallow mass wasting during high-intensity rainfall events. Sediments liberated at these landslide sites are mobilized by high-flow in first order tributary networks and are easily incorporated into the larger fluvial network and transported downstream.

The combination of sedimentation-inducing characteristics for the Lago Dos Bocas and nearby Lago Caonillas basins are exceptionally effective in impacting the reservoirs, especially after widespread landslide generating events such as Hurricane María. Sedimentation related to Hurricane María appears to have filled approximately 5.6% (2.1 Mm³) of the original capacity of Lago Dos Bocas and represents nearly two decades of background 21st century sedimentation. The sediment delivered to the reservoir is comparable to a preliminary estimate of the material that was mobilized at landslide sites.

Ongoing work with high-resolution LiDAR data will assist researchers in the process of refining the understanding of sediment and source to sink connectivity on the short- and long-term scales, especially in the Caribbean and other tropical regions.

ACKNOWLEDGMENTS

The authors would like to thank the Caonillas Fishing Club, especially Fernandito Álvarez, for their help conducting the bathymetry survey by piloting the boat. Thanks to Manuel Matos and the NRCS cooperative agreement #NR20F3520001C001 NRCS. Thank you to Julieta Gómez-Fragoso for providing data from the 2010

Lago Dos Bocas survey. Thanks to Iremar Fernández-Vázquez and James Padilla for their efforts in the field during the survey and to all the other UPRM geology students who participated in the landslide inventory and mapping process.

REFERENCES

- Bessette-Kirton, E., Cerovski-Darriau, C., Schulz, W., Coe, J. A., Kean, J. W., Godt, J. W., Thomas, M. A., & Hughes, K. S. 2019. Landslides triggered by Hurricane Maria: Assessment of an extreme event in Puerto Rico. *GSA Today*, 29(6), 4–10. <https://doi.org/10.1130/GSATG383A.1>
- Brocard, G. Y., Willenbring, J. K., Miller, T. E., & Scatena, F. N. 2016. Relict landscape resistance to dissection by upstream migrating knickpoints. *Journal of Geophysical Research: Earth Surface*, 121(6), 1182–1203. <https://doi.org/https://doi.org/10.1002/2015JF003678>
- Caine, N. 1980. The Rainfall Intensity: Duration Control of Shallow Landslides and Debris Flows. *Geografiska Annaler. Series A, Physical Geography*, 62(1/2), 23–27. <https://doi.org/10.2307/520449>
- Díaz Sosa, N. 2021. Evaluation of rainfall intensity-duration thresholds for landslide initiation in Puerto Rico using NOAA National Weather Service Quantitative Precipitation Estimates from 2018-2020. Undergraduate research thesis. University of Puerto Rico at Mayagüez, Department of Geology, 44 ms p.
- Dosseto, A., Buss, H. L., & Suresh, P. O. 2012. Rapid regolith formation over volcanic bedrock and implications for landscape evolution. *Earth and Planetary Science Letters*, 337–338, 47–55. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.epsl.2012.05.008>
- Ferrier, K. L., Kirchner, J. W., Riebe, C. S., & Finkel, R. C. 2010. Mineral-specific chemical weathering rates over millennial timescales: Measurements at Rio Icacos, Puerto Rico. *Chemical Geology*, 277(1), 101–114. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.chemgeo.2010.07.013>
- Gómez-Gómez, F., Rodríguez-Martínez, J., & Santiago, M. 2014. Hydrogeology of Puerto Rico and the outlying islands of Vieques, Culebra, and Mona. In *Scientific Investigations Map*. <https://doi.org/10.3133/sim3296>
- Hughes, K.S., Bayouth García, D., Martínez Milian, G.O., Schulz, W.H., and Baum, R.L. 2019. Map of slope-failure locations in Puerto Rico after Hurricane María: US Geological Survey data release. <https://doi.org/10.5066/P9BVMD74>
- Hughes, K. S., & Schulz, W. 2020. Map depicting susceptibility to landslides triggered by intense rainfall, Puerto Rico. In *Open-File Report*. <https://doi.org/10.3133/ofr20201022>
- Huscher, T., and Griffith, D. 2015. A Simplified Bathymetric Survey System Using a Modified Sounder GPS, Sedimentation and Hydrology Annual Conference, April 19-23; Reno, Nevada, 11 ms p.
- Larsen, I., Montgomery, D., & Korup, O. 2010. Landslide erosion controlled by hillslope material. *Nature Geoscience*, 3, 247–251. <https://doi.org/10.1038/ngeo776>
- Larsen, M. C., & Simon, A. 1993. A rainfall intensity-duration threshold for landslides in a humid-tropical environment, Puerto Rico. *Geografiska Annaler, Series A*, 75 A(1–2), 13–23. <http://pubs.er.usgs.gov/publication/70017828>
- Pando, M. A., Ruiz, M. E., & Larsen, M. C. 2005. *Rainfall-induced landslides in Puerto Rico: An overview*. <http://pubs.er.usgs.gov/publication/70031269>

- Pasch, R.J., Penny, A.B., & Berg, R. 2018. Hurricane María (AL 152017), 16–30 September 2017. National Hurricane Center Tropical Cyclone Report (5 April 2018). 48 p.
- Quiñones, F., Meléndez, F., & Bonnet, C. 1989. Sedimentation survey of Lago Dos Bocas, Puerto Rico, June 1985. In *U.S. Geological Survey Open-File Report 86-241*, 14 p.
- Ramos-Scharrón, C. E., Arima, E. Y., Guidry, A., Ruffe, D., & Vest, B. 2021. Sediment Mobilization by Hurricane-Driven Shallow Landsliding in a Wet Subtropical Watershed. *Journal of Geophysical Research: Earth Surface*, 126(5), e2020JF006054. <https://doi.org/https://doi.org/10.1029/2020JF006054>
- Sheda, H.E., & Legas, J. 1968. Condition of concrete dams in Puerto Rico, in Section 7, Condition of Prieto Dam, Puerto Rico: Prepared for Puerto Rico Water Resources Authority, Puerto Rico Aqueduct and Sewer Authority by the U.S. Department of Interior, Bureau of Reclamation, 10 p.
- Simon, A., Larsen, M. C., & Hupp, C. R. 1990. The role of soil processes in determining mechanisms of slope failure and hillslope development in a humid-tropical forest eastern Puerto Rico. *Geomorphology*, 3(3), 263–286. [https://doi.org/https://doi.org/10.1016/0169-555X\(90\)90007-D](https://doi.org/https://doi.org/10.1016/0169-555X(90)90007-D)
- Soler-López, L. R. 2001. Sedimentation survey of Lago Dos Bocas, Puerto Rico, October 1999. In *Water-Resources Investigations Report*. <https://doi.org/10.3133/wri004234>
- Soler-López, L.R. 2007. Sedimentation history of Lago Dos Bocas, Puerto Rico, 1942-2005. In *U.S. Geological Survey Scientific Investigations Report 2007-5053*. 36 p. 1 pl.
- Soler-López, L. R. 2014. Sedimentation survey of Lago Dos Bocas, Utuado, Puerto Rico, January 2010. In *Scientific Investigations Map*. <https://doi.org/10.3133/sim3217>
- Soler-López, L.R., & Webb, R.M.T. 1998. Sedimentation survey of Lago Dos Bocas, Puerto Rico, June 1997. Puerto Rico Aqueduct and Sewer Authority & Department of Interior U.S. Geological Survey.
- Sotomayor-Ramírez, D., Cruz, L., & Perez-Alegria, L. 2010. Soil organic matter stocks and spatial distribution in the Río Grande de Arecibo watershed. *Journal of Agriculture of the University of Puerto Rico*, 94, 1–23. <https://doi.org/10.46429/jaupr.v94i1-2.2582>
- Taggart, B.E. & Joyce, J. 1991. Radiometrically dated marine terraces on northwestern Puerto Rico. In Larue, D.K., and Draper, G., eds., *Transactions of the 12th Caribbean Geological Conference: St. Croix, U.S.V.I., Coral Gables, Miami Geological Society*, p. 248–258.
- Takesue, R. K., Sherman, C., Ramirez, N. I., Reyes, A. O., Cheriton, O. M., Ríos, R. V., & Storlazzi, C. D. 2021. Land-based sediment sources and transport to southwest Puerto Rico coral reefs after Hurricane Maria, May 2017 to June 2018. *Estuarine, Coastal and Shelf Science*, 259, 107476. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.ecss.2021.107476>
- Webb, R. M. T., & Gómez-Gómez, F. 1996. Sedimentation survey of Lago Dos Bocas, Puerto Rico, August 1994. In *Water-Resources Investigations Report*. <https://doi.org/10.3133/wri954214>
- White, A. F., & Blum, A. E. 1995. Effects of climate on chemical weathering in watersheds. *Geochimica et Cosmochimica Acta*, 59(9), 1729–1747. [https://doi.org/https://doi.org/10.1016/0016-7037\(95\)00078-E](https://doi.org/https://doi.org/10.1016/0016-7037(95)00078-E)
- White, A. F., Blum, A. E., Schulz, M. S., Vivit, D. V, Stonestrom, D. A., Larsen, M., Murphy, S. F., & Eberl, D. 1998. Chemical Weathering in a Tropical Watershed, Luquillo Mountains, Puerto Rico: I. Long-Term Versus Short-Term Weathering Fluxes. *Geochimica et Cosmochimica Acta*, 62(2), 209–226. [https://doi.org/https://doi.org/10.1016/S0016-7037\(97\)00335-9](https://doi.org/https://doi.org/10.1016/S0016-7037(97)00335-9)

AUTHORS BIOSKETCH



**E. Irizarry-
Brugman**

Graduate Research Assistant at the Department of Geology at the University of Puerto Rico at Mayagüez (UPRM). He obtained his BS (2019) in Geology from this same institution and is on the last steps to finish his MS. His thesis project looks at the source-to-sink dynamics of the sediments generated by the Hurricane Maria landslides, using both field and statistical data. Research interests include geomorphology, soil surveys, and natural hazards such as landslides and liquefaction and the influence of soils in these events. He has previously worked with the Puerto Rico Seismic Network (PRSN), the United States Geological Survey (USGS) at Woods Hole, MA, and is currently working with the Natural Resource and Conservation Service (NRCS). He has presented research at conferences such as the Geological Society of America and the Junior Technical Meeting and Puerto Rico Interdisciplinary Scientific Meeting (JTM-PRISM).



**D. Bayouth-
García**

Graduate Research Assistant in the Department of Geology at the University of Puerto Rico at Mayaguez (UPRM), and obtained her BS in Geology (2019) from the same institution. As an undergraduate student she received the Geological Society of America Student Professional Development Pathways Travel Award (2018) and the Puerto Rico – Louis Stokes Alliance for Minority Participation (PR-LSMAP) scholarship (2018), and has presented her research results in the Geological Society of America (GSA) Annual Meeting and the Junior Technical Meeting and the Puerto Rico Interdisciplinary Meeting (JTM-PRISM). She has had internship experiences with the United States Department of Agriculture Natural Resources Conservation Service (NRCS), the United States Geological Survey Cascades Volcano Observatory (CVO) and currently interns with the Geologic Hazards Science Center (GHSC) and the International Tsunami Information Center Caribbean Office (ITIC CO). Her research interests include applications of remote

sensing to geologic hazards and her current work is aimed at studying landslide source area and volume scaling in Puerto Rico and tsunami flooding in Jamaica.



K. S. Hughes

Associate Professor in the Department of Geology at the University of Puerto Rico at Mayagüez (UPRM). He obtained BS (2009) and PhD (2014) degrees in Earth Sciences at the University of North Carolina at Chapel Hill and North Carolina State University. He joined the faculty at UPRM in 2014 and teaches classes in Structural Geology and Geomorphology, in addition to carrying out research mostly related to landslides. His geological investigations have been sponsored by groups like the NSF; the Puerto Rico Science, Technology, and Research Trust; the USGS, and the USDA NRCS. He collaborates in landslide-focused initiatives with colleagues at academic institutions and incorporates students into research. One of his important recent publications is the USGS Open File Report “*Map Depicting Susceptibility to Landslides Triggered by Intense*

Rainfall, Puerto Rico” which was published in 2020. He is the PI for the UPRM-USGS Hydrological Soil Monitoring Network.

A NUMERICAL SIMULATION OF THE 1991 LIMÓN, COSTA RICA, EARTHQUAKE¹

Aarón Moya²

ABSTRACT: Synthetic strong motion records for the 1991, Mw 7.6, Limón, Costa Rica earthquake were computed for several hundred different source models. The rot50 (response spectra) was used to compare synthetic and observed data at seven stations that recorded the event. The source model that minimized the misfit was selected to calculate new synthetic records at present-day stations. The result indicated that the fault length reached some 100 km long by 40 km deep. The largest peak ground acceleration would have been recorded in the stations located along the Caribbean coast, close to the epicenter. A post-earthquake bridge inspection calculation using our scenario earthquake predicted a high level of damage to several bridges that collapsed in 1991.

Keywords: bridge collapse, Limón 1991 earthquake, seismic intensity, strong motion, synthetic simulation

SIMULACIÓN NUMÉRICA DEL TERREMOTO DE LIMÓN DE 1991, COSTA RICA

RESUMEN: Se calcularon registros sintéticos de movimiento fuerte para el terremoto de 1991, Mw 7.6, Limón, Costa Rica usando varios cientos de modelos de fuentes diferentes. El rot50 (espectro de respuesta) se utilizó para comparar datos sintéticos y observados en siete estaciones que registraron el evento. Se seleccionó el modelo fuente para el cual la diferencia entre los registros sintéticos y observados fuera mínima. Con este se calcularon nuevos registros para estaciones en la actualidad. El resultado indica que la longitud de la falla alcanzó unos 100 km de largo por 40 km de profundidad. La aceleración máxima se habría registrado en las estaciones ubicadas a lo largo de la costa caribeña y cerca del epicentro. Un modelo de cálculo de inspección de puentes post-terremoto utilizando el escenario seleccionado, predijo bastante bien el alto nivel de daño y colapso de estructuras observado en 1991.

Palabras claves: colapso de puentes, movimiento fuerte, intensidad sísmica, simulación sintética, terremoto de Limón de 1991

INTRODUCTION

On April 22nd, 1991, a magnitude Mw 7.6 earthquake struck the Caribbean coast of Costa Rica. The event was unexpected as the subduction zone, which is the source of most earthquakes in the country, was located on the Pacific coast. This earthquake was caused by reverse faulting along the North Panama Deformed Belt (NPDB) (Plafker and Ward, 1992; Suárez *et al.*, 1995). The epicenter was located on the Valle La Estrella, a scarcely populated mountain region of difficult access in the province of Limón. The rupture extended from Limón city in Costa Rica to the Bocas del Toro province in Panama.

There was extensive damage to man-made structures, especially in *Limón* province; several dozen people died in both countries. Communications were disrupted because of lateral spreading of soils, liquefaction, and landslides that destroyed roads and collapsed bridges (Morales, 1994; Santana, 1994). Water and oil pipelines were damaged (O'Rourke and Ballantyne, 1992; EERI, 1991; Santana, 1994). A small tsunami was observed with runup up to 1m in Cahuita, in Costa Rica and 3 m on the Panama side (Chacón-Barrantes

¹ Article received on October 11, 2021 and accepted for publication on November 1, 2021.

² Associate Researcher, Seismic Engineering Laboratory, University of Costa Rica. San Pedro Montes de Oca, San José, 11501, Costa Rica. Email: aaronmoya@gmail.com

and Zamora, 2017). The earthquake also uplifted the coast over 1 m in certain regions (Denyer *et al.*, 1994) exposing the coral reefs and changing the relief.

Suárez *et al.*, (1995) identified other major events with magnitude larger than 7.0 along the NPDB: 1822, 1916, and 1991. They even suggested that the moment release in the Caribbean coast could be comparable to that of the subduction zone along the Pacific. According to Boschini and Montero (1994) the earthquake of 1822 shared similar macroseismic characteristics as the 1991 event. Considering this, it seems that large earthquakes are common in the area, but could have long return periods which make them difficult to study.

We computed synthetic seismograms for different source models for the 1991 earthquake. We varied the focal mechanism and fault dimensions in order to find the best model that could explain the few observed records from 1991. We then created an intensity map and examined the impact that a similar earthquake could have on several of the bridges on national highway 32 and 36.

STRONG MOTION STATIONS

The Earthquake Engineering Laboratory at the University of Costa Rica (LISUCR) operates a strong motion network of over 100 stations. They are all digital 24 bit accelerometers that are used to calculate earthquake source and engineering parameters. The current day station location covers most of the country. However, in 1991 there were only 19 permanent stations equipped with Kinemetrics SMA-1 analog accelerometers. Some stations were inside high-rise buildings and others in free-field condition.

The stations were located along the subduction zone in the Pacific coast and the Central Valley following the 1986 edition of the Costa Rica Seismic Code (CSCR-86). At that time, it was believed that the Caribbean coast had a low seismic potential (Quesada-Román, 2016; Suárez *et al.*, 1995) because of the low seismicity rate since the instrumental recording began. The closest station to the epicenter was SISD (Figure 1) located 78 km away.

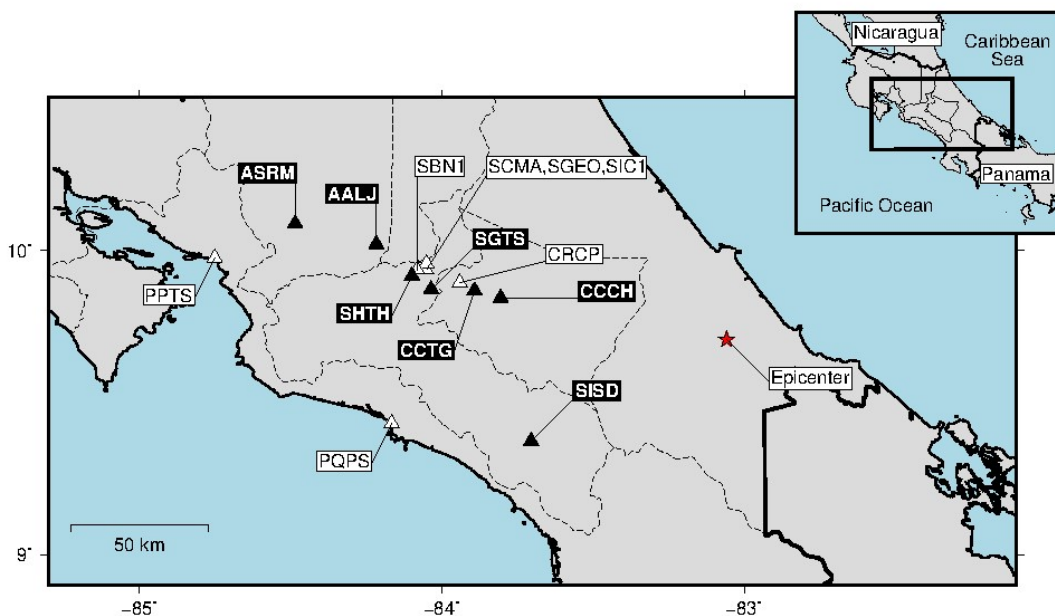


Figure 1: Strong motion station distribution in 1991. Black triangles correspond to the free-field stations used in this study. The red star shows the epicenter of the earthquake.

Analog instruments were triggered by a given amplitude threshold. The threshold was reached after the waveforms had already arrived at the station. That caused the pre-event and part of the P-wave information to be missing. On occasions, the record would also be incomplete because of power outage or high humidity in the station that would hinder the recording film. In addition to that, the records had to be filtered in the range 0.8 – 23 Hz due to the instrument’s mechanical limitations and post-processing of signals. Based on those characteristics, out of the fourteen stations that recorded the Limón earthquake (Santana, 1994), we selected only seven of them.

Figure 1 shows the station distribution in 1991. Table 1 shows the name given to the sites and their current location. Five of stations are still in the same place as in 1991. CCTG and AALJ were located near the central park of Cartago and Alajuela cities respectively. Both stations had to be moved to different places due to remodeling of the parks. SISD was the closest station to the epicenter, 78 km away, and recoded a peak ground acceleration (PGA) = 190 gals. CCTG was located 92 km away from the epicenter and recorded a PGA=256 gals.

SYNTHETIC SEISMOGRAMS

We carried out several hundred simulations using the SCEC Broadband Platform (BBP) version 19.4 (Maechiling *et al.*, 2015) for the stations listed in Table 1. The SCEC BBP is an open-source set of programs that combines the effects of source, path, and site effects to produce a realistic record of the ground motion. The software contains seven simulation methods that can generate synthetic records from 0 to 20+Hz. In this study, we used the GP method (Graves and Pitarka, 2015) in which the ground motion model is implemented in three processing stages: a rupture generator stage, a low frequency deterministic stage, and a stochastic high frequency stage (Baker *et al.*, 2014).

Table 1: List of selected stations that recorded the 1991 earthquake and present day location.

Code	Station location in 1991	Code	Stations used in this study
AALJ	Alajuela Central Park	AALA	Moved to the office branch of INS
ASRM	San Ramon, UCR	ASRM	San Ramon, UCR. (Same location)
CCCH	Cachi dam	CCHI	Cachi dam. (Same location)
CCTG	Cartago Central Park	CCRT	Moved to Cartago Public Library
SGTS	Guatuso primary school	SGTS	Guatuso primary school. (Same location)
SHTO	Hatillo Clinic	SHTH	Hatillo Clinic. (Same location)
SISD	Office branch of INS	SISD	Office branch of INS. (Same location)

The BBP has several built-in region-specific velocity models for North America and Japan (Maechiling *et al.*, 2015). In order to compute synthetic seismograms for other parts of the world, it is necessary to assume a similar model to the ones provided by the distribution. In this case, we selected the Central Japan velocity model since it is probably the one that most resembles the tectonic environment in Costa Rica. Superficial site effects were given by the $Vs30$ parameter. The LISUCR computed $Vs30$ for several stations by conducting direct field measurements (Schmidt, 2014). In other cases, the $Vs30$ was derived from the topographic slope (Heath *et al.*, 2020). It is assumed that a gentle slope correlates with alluvial plains and sedimentary basins, where there is a low shear wave velocity.

The source model in BBP is described by the earthquake's magnitude, depth, focal mechanism, and fault dimensions. A different source model was used for each simulation. According to Leonard (2010), a M_w 7.6 event would rupture a 102 x 38 km rectangular fault. Montero *et al.* (1994) indicated that the rupture area from the aftershock distribution could reach 85.45 km². We iterated through a 100, 120, and 130 km fault length and 40 and 45 km fault width.

Depth to the upper part of the fault was computed for 5 and 10 km. The focal mechanism was taken from Goess *et al.* (1993) (strike 103, dip 25, and rake 58). It was changed by 5 degrees along the strike, dip and rake angles. A total of 750 simulations were conducted by iterating through the different parameters. We used a random seed for every new source model each time.

Three component synthetic seismograms were computed. They were filtered in the range 0.8 – 23 Hz in order to match the observed records. Then we calculated the *rotd50* spectrum for each site and compared the synthetic result to the observed one.

We estimated the error using the following formula

$$error = \sum_{i=1}^n \frac{(syn_i - obs_i)^2}{\sqrt{(syn_i * obs_i)}} \quad (1)$$

where i is the *period*, *syn* is the synthetic spectrum and *obs* the observed one.

RESULTS

Simulation number 607 yielded the smallest error. The plots of the *rotd50* for the observed and synthetic records are shown in Figure 2. The resulting fault from model 607 is 100 km long by 40 km deep. Plafker and Ward (1992) estimated the rupture to be 40 km wide by 80 km long. The strike, dip, and rake of the focal mechanism are 103, 30, and 58 respectively. The depth to top of the fault is 10 km which means that the hypocenter is located at 16.8 km deep. Figure 2 shows the fault projection on the map. The maximum slip is 6 m.

Figure 3 shows the *rotd50* (5% damping ratio) for the synthetic records from the selected source model. In general, the simulation results yielded lower spectra values than the observed records. Only station CCCH and SGTS showed similarities in amplitude. CCCH is located inside a tunnel close to the Cachi dam. The tunnel is drilled inside basalt, so this is a rock site. On the contrary, SGTS is a soft-soil site. The biggest differences were observed at AALJ and ASRM which were also the farther away stations. In addition to that, the stations were located on the western side of the Central Valley. In general, stations located on the western side of the Central Valley experienced important amplification during the M_w 7.6, 2012 Nicoya earthquake according to Schmidt *et al.*, (2014).

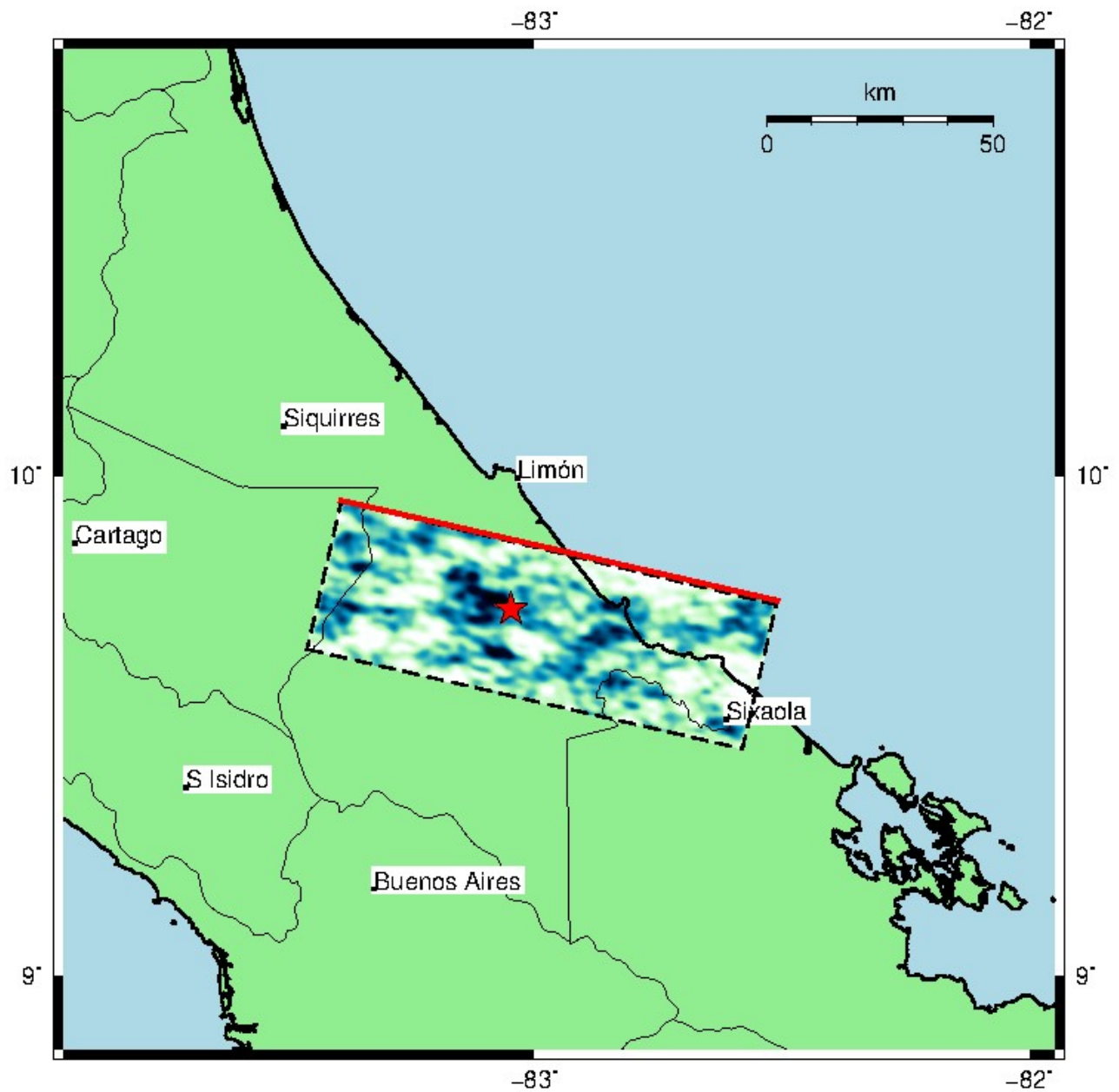


Figure 2: Fault model projection on the map. The length is 100 km and the width is 40 km. Dark areas correspond to zones of maximum slip (up to 6 m). The red line is the fault trace and the dotted line the projection at depth.

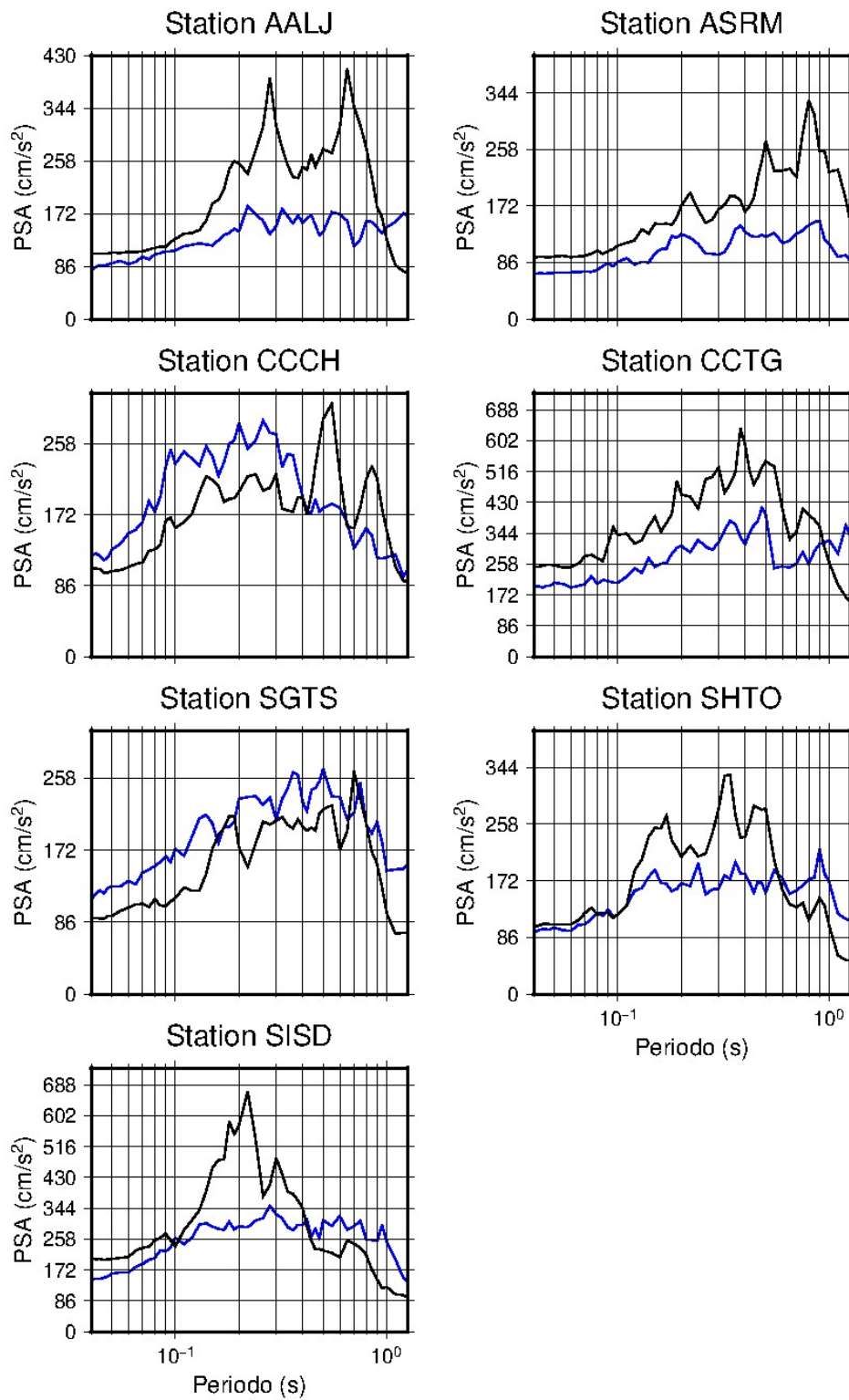


Figure 3: Synthetic (blue) and observed (black) rotd50 parameter for stations listed in Table 1.

Intensity

Overall amplitude and duration in time domain share more similarities between synthetic and observed data. Figure 4 shows the synthetic (blue) and observed (black) waveforms for the east-west (EW) and north-south (NS) components.

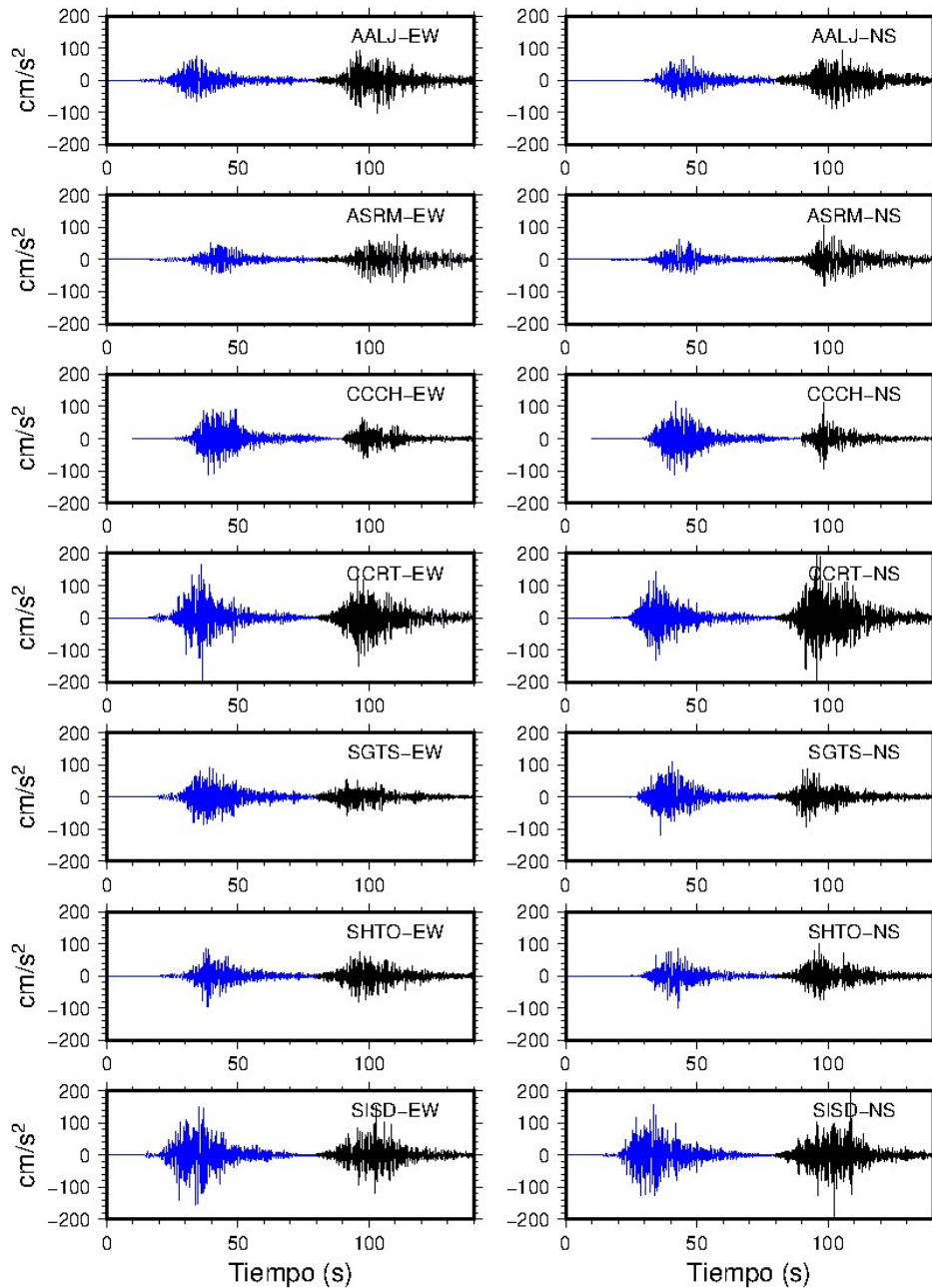


Figure 4: Waveform for synthetic (blue) and observed (black) EW and NS components.

In Table 2 the PGA and Japan Meteorological Agency’s intensity scale (JMA) (Shabestari and Yamazaki, 2001) for the target stations are shown. In JMA, the three-component strong motion records are filtered in the frequency domain. Then, the vectorial summation is calculated in time domain. The value a_0 from the cumulative amplitude above 0.3 s is taken into the following equation

$$I_{JMA} = 2.0 \log (a_0) + 0.94 \quad (2)$$

The reason we used the JMA intensity as parameter for comparison was that we could use the whole waveform from the three components for its estimation. This allowed us to compute the JMA intensity even for the 1991 stations (see Table 2).

Table 2: Observed and synthetic PGA and JMA values for selected stations

Station	Observed		Synthetic	
	PGA (gals)	I _{JMA}	PGA(gals)	I _{JMA}
AALJ	108	5-	97	5-
ASRM	92	5-	75	5-
CCCH	138	4	148	5-
CCTG	256	5+	163	5+
SGTS	102	4	131	5-
SHTO	118	5-	91	5-
SISD	190	5-	183	5+

In the JMA scale, only the observed records from CCCH, SGTS, and SISD are one degree lower with respect to the synthetic ones. In the rest of the stations from Table 1, the correspondence is one to one. The largest PGA difference happened in CCTG. The observed PGA was almost 1.5 times higher than the synthetic one. In 1991, this was the largest PGA recorded from observed records even when the station was not the closest one.

Using the same source model, we computed synthetic seismograms for another 90 sites. They correspond to present-day strong motion stations. Figure 5 shows their location along with their corresponding JMA intensity value.

For practical reasons, we re-classified or grouped levels of intensity 0, 1, and 2 into “Weak” category. They are usually related to very small shaking ranging from the instrumental level up to the perception from people at rest. Levels 3 and 4 were given the “Moderate” category. They are the levels when people start feeling the earthquake and when hanging objects move. Levels 5- and 5+ were given the “Strong” category. This is when things start to fall down. Finally, the upper levels 6-, 6+, and 7 were classified as “Very strong” shaking, this is when serious damage can occur such as liquefaction, landslides and collapse of structures.

According to this result, the Caribbean coast experienced strong shaking at Limón city with a value of JMA=5+. There was very strong shaking with JMA intensity values 6-, 6-, and 6+ in Batán, LVES (Valle La Estrella) and LTAL (Talamanca) respectively. This means that intensity in the Modified Mercalli Scale reached values between VIII and X. The largest acceleration, PGA=538 gals (0.548g), was recorded in Talamanca station.

The Nicoya earthquake, M_w 7.6, was another large event that struck the country on the Pacific coast in 2012 (Protti *et al.*, 2014). It was recorded by all the LISUCR digital stations at that time (Schmidt *et al.*, 2014). From the observed records, Moya (2018) estimated that the largest JMA value was 6-. One particular site, ASRM,

reported a JMA= 6- at 120 km away from the epicenter. The JMA= 6- and 6+ obtained for LVES and LTAL seem to be reasonable values considering that the stations are located on top of the rupture area.

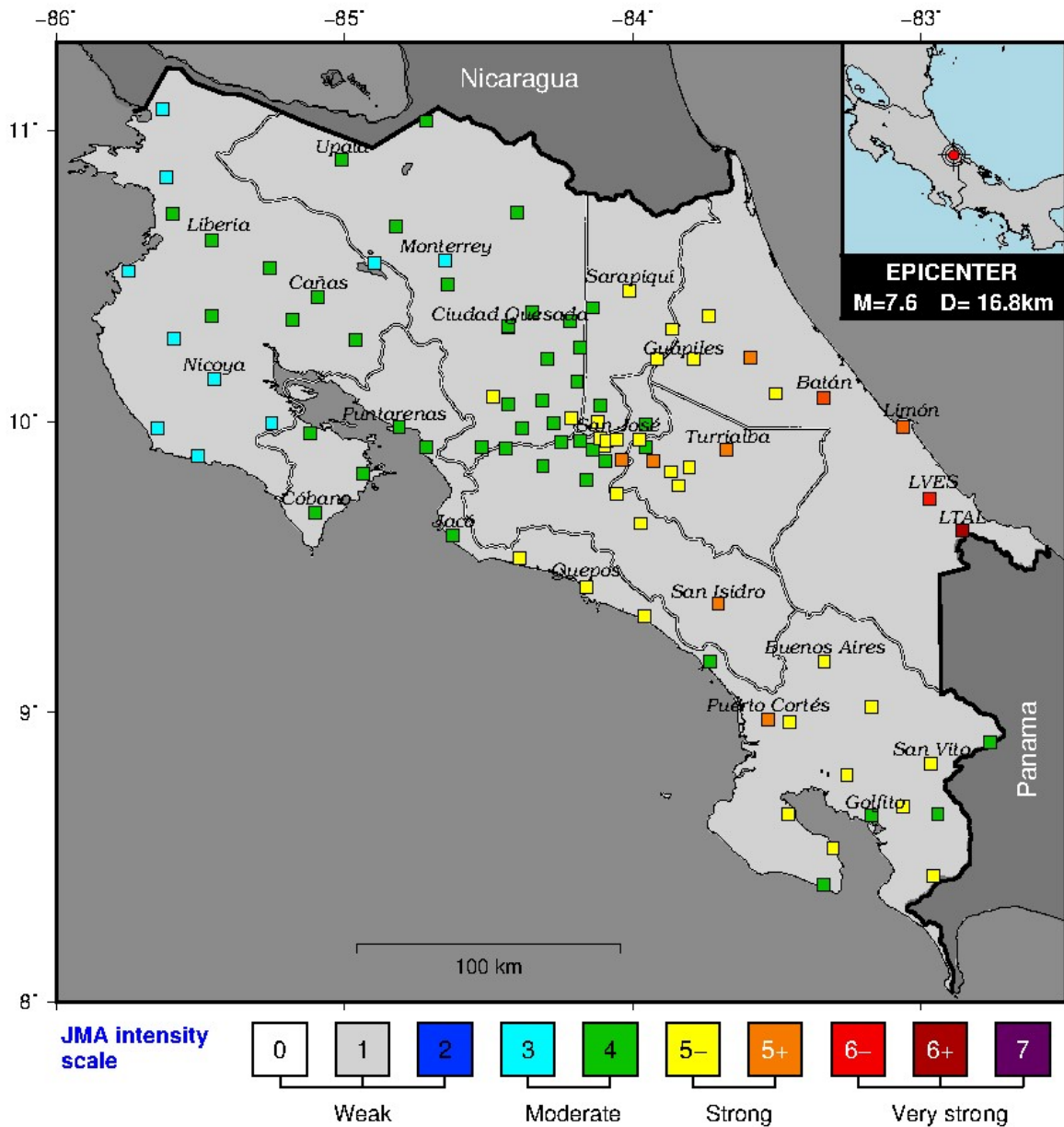


Figure 5: JMA intensity for 97 strong motion stations calculated from the selected source model.

The most important city on the Caribbean coast is Limón. The hospital and several hotels in the region suffered severe damage, even partial collapse (Santana, 1994). Figure 6 shows a comparison between the synthetic (red and blue lines) and the design spectra from the CSCR-2010 in the city (green line). Spectral values from the actual scenario earthquake clearly surpassed the design spectral level at around 0.8 s.

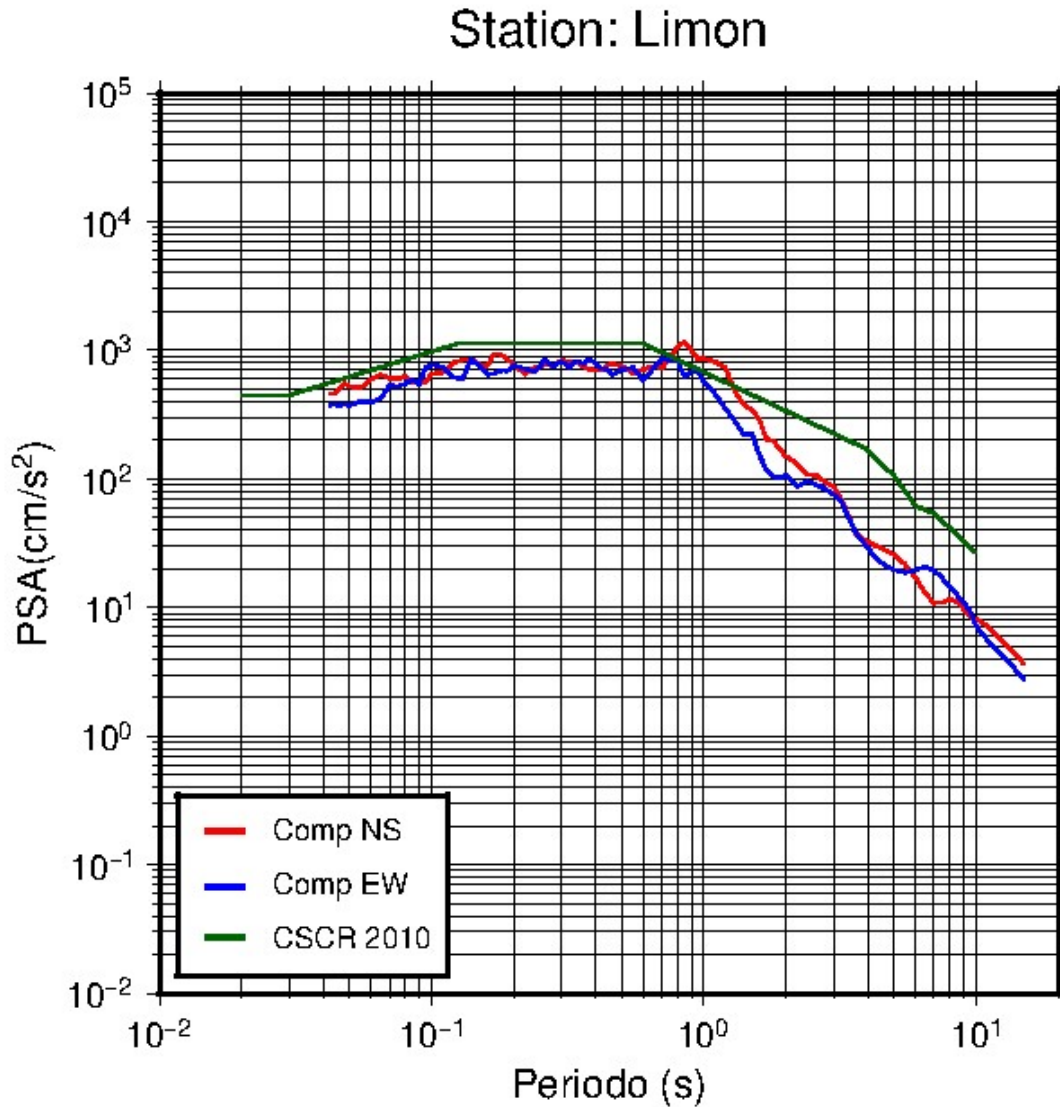


Figure 6: Design spectra (green) and synthetic NS (red) and EW (blue) for at the city of *Limón*.

Bridges

Highways 32 and 36 are the most important access to the Caribbean coast. Five bridges completely collapsed and several others were severely damaged during the earthquake. On highway 32, the west-end span of the bridge on the Chirripo river, the longest bridge at that time (Morales, 1994) collapsed due to loss of support (Sauter, 1994; Santana, 1994). This alone made nearly impossible to reach Limón city by land for four days (Morales, 1994). Bridges on the Rojo, Toro, Cuba, and Blanco rivers were also highly damaged. On highway 36, from Limón city to Talamanca, the bridge on the Vizcaya, Bananito, and Estero Negro rivers also collapsed. Sauter (1994) indicates that most of the collapsed structures were located on soft alluvial and saturated soils.

Muñoz-Barrantes *et al.* (2017) developed a methodology for post-earthquake bridge safety inspection. They created a database of 1400 bridges containing information related to the structural characteristics as well as their vulnerabilities. After a strong earthquake, they calculated the expected damage to the structures by using fragility curves. The calculation took into account the different soil conditions and liquefaction potential where the bridges were located. The main purpose of this tool is to provide preliminary information on where the emergency response efforts should be aimed when there is a strong earthquake.

The methodology was coded into the LISUCR’s automatic monitoring system (SMA-LIS). The SMA-LIS goes off when a strong earthquake is detected by the network. After calculating several strong motion parameters, such as the response spectra, the SMA-LIS creates a map with the different attention levels that should be given to every bridge in the database. There are five inspection levels: “Non priority inspection”, “Exploratory inspection”, “Priority exploratory inspection”, “Priority safety inspection”, and “Urgent safety inspection.”

Figure 7 shows the result for the Muñoz-Barrantes *et al.* (2017) methodology after using our earthquake scenario as input. In general, all bridges along highway 32 turned out in orange, meaning they would require a “Priority safety inspection” after the earthquake. Two of the most important ones, Chirripo and Vizcaya, turned out in red. They would require an “Urgent safety inspection.”

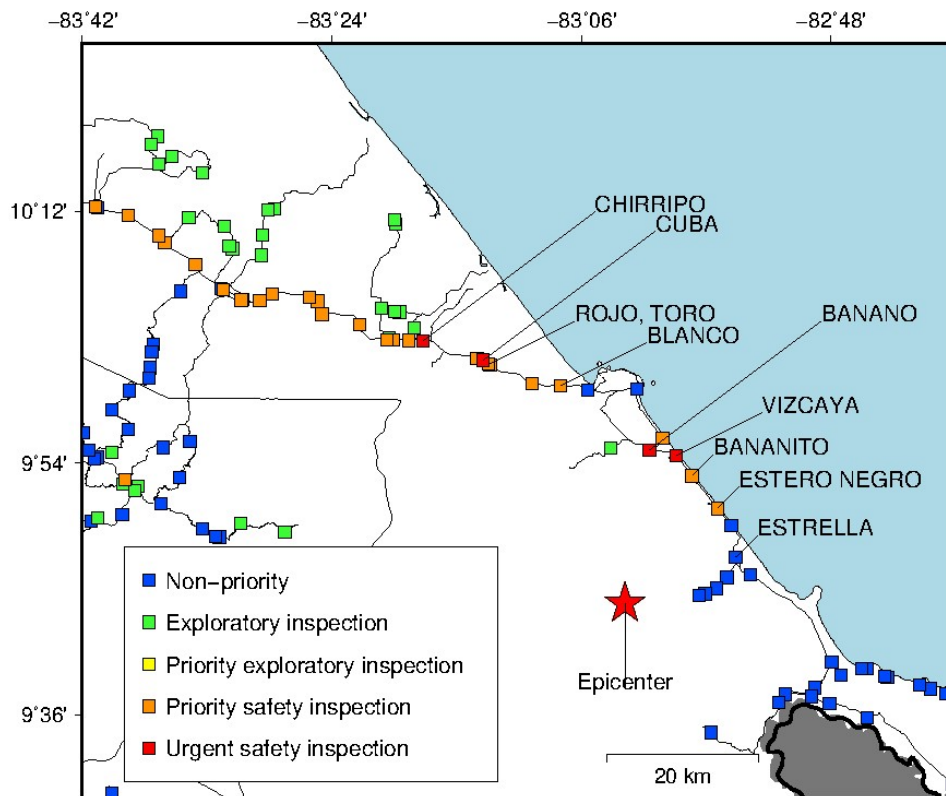


Figure 7: Calculation result for the post-earthquake bridge inspection from Muñoz-Barrantes (2017) methodology.

The bridge on the Banano river did not collapse, but it turned out in red in our result. However, its foundation was severely damaged according to Sauter (1994). On the other hand, the bridge on the Estrella river turned out in blue in this study, but it was one of the damaged structures.

CONCLUSIONS

To this day, the *Limón* earthquake remains of the most destructive earthquakes in Costa Rica for which there was very few strong motion records. We have calculated an intensity map based on synthetic data from a realistic earthquake source model using the BBP. The observed and synthetic data were compared using the *rotd50* spectra. The waveforms were also compared for the PGA. The best model was used to obtain strong motion records at present-day station locations.

The result seems to be good at closer epicentral distances. At some sites, especially those farther away from the epicenter, stronger site effects probably need to be considered. On the other hand, the results can be improved by using a velocity model for the country. In this study, we used the one for Central Japan assuming the tectonic environments were similar. The amplitude mismatch observed at some stations, could also be related to differences in attenuation.

Difference for the JMA estimation at some sites could be due to the record's length. JMA takes into account not only the amplitude but also the duration of the signal. Since the observed records are shorter than synthetic ones (because of the threshold value used and the signal's cut off), there is less information for the calculation of JMA.

The largest values of JMA intensity happened along the Caribbean coast and affected specially roads and bridges on highway 32 and 36. Our result seems to explain the damage to the most important bridges that collapsed in 1991. This could be used to predict strong ground motion for a potential future earthquake in the same region.

ACKNOWLEDGEMENTS

This work has been possible thanks to the funding from the National Emergency Law to the Earthquake Engineering Laboratory. Maps and graphics were made with the GMT software (Wessel *et al*, 2013), and much of the processing was done with the SAC software (Goldstein *et al*, 2003).

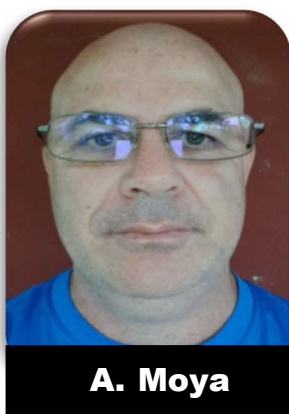
REFERENCES

- Baker, J. W., Luco, N., Abrahamson, N. A., Graves, R. W., Maechling, P. J., and Olsen, K. B. (2014). "Engineering uses of physics-based ground motion simulations." Proceedings of the 10th National Conference in Earthquake Engineering, Earthquake Engineering Research Institute, Anchorage, AK.
- Boschini, I.M., and Montero, W. (1994). "Sismicidad histórica e instrumental del Caribe de Costa Rica." *Revista Geológica de América Central, Volumen Especial del Terremoto de Limón.* (pp. 65-72).
- Chacón-Barrantes, S. and Zamora, N. (2017). "Numerical Simulations of the 1991 Limón Tsunami, Costa Rica Caribbean Coast." *Pure and Applied Geophysics*, 174(8), 2945–2959. Doi: 10.1007/s00024-017-1631-x.
- Denyer, P., Arias, O., and Personius, S. (1994). "Efecto tectónico del terremoto de Limón". *Revista Geológica de América Central, Volumen Especial del Terremoto de Limón.* (pp. 39-52).

- Earthquake Engineering Research Institute (EERI) (1991). “Costa Rica earthquake of April 22, 1991 Reconnaissance Report”, *Earthquake Spectra*, 7, supp. B, 127pp.
- Goes, S., Velasco, A., Schwartz, S., and Thorne, L. (1993). “The April 22, 1991, Valle La Estrella, Costa Rica ($M_w=7.7$) earthquake and its tectonic implications: A broadband seismic study.” *Journal of Geophysical Research*, Vol 98. No. B5, pp 8127-8142.
- Goldstein, P., Dodge, D., Firpoand, M., and Lee Minner, S. (2003). “SAC2000: Signal Processing and Analysis Tools for Seismologists and Engineers”, Invited contribution to “The IASPEI International Handbook of Earthquake and Engineering Seismology”, Edited by WHK Lee, H. Kanamori, P. C. Jennings y C. Kisslinger, Academic Press, London.
- Graves, R. and Pitarka, A. (2015). “Refinements to the Graves and Pitarka (2010) broadband ground-motion simulation method”. *Seismological Research Letters*, 86: 75–80.
- Heath, D., Wald, D. J., Worden, C. B., Thompson, E. M., and Scmocyk, G. (2020). “A Global Hybrid Vs30 Map with a Topographic-Slope-Based Default and Regional Map Insets”, *Earthquake Spectra*, Vol. 36, 3: pp. 1570-1584.
- Leonard, M. (2010). “Earthquake fault scaling—Self-consistent relating of rupture length, width, average displacement, and moment release”, *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 100, No. 5A, p. 1971–1988.
- Maechling, P. J., Silva, F., Callaghan, S., and Jordan, T. H. (2015). “SCEC Broadband Platform: System Architecture and Software Implementation”, *Seismological Research Letters*, Vol. 86, No. 1, doi: 10.1785/0220140125.
- Montero, W., Pardo, M., Ponce, L., Rojas, W., and Fernández, M. (1994). “Evento principal y réplicas importantes del terremoto de Limón”. *Revista Geológica de América Central*, Volumen Especial del Terremoto de Limón. (pp. 93-102).
- Morales, L. (1994). “Daños causados por el terremoto de Limón: Pérdidas y medidas de mitigación”. *Revista Geológica de América Central*, Volumen Especial del Terremoto de Limón. (pp. 201-210).
- Moya, A. (2018). “Cálculo de la intensidad JMA para registros de movimiento fuerte del Laboratorio de Ingeniería Sísmica en Costa Rica”. *Revista Internacional de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil*. Vol. 18 (1-2), 29
- Muñoz-Barrantes, J., Vargas, L., Cubillo, P., and Vega, P. (2017). “Protocolo de inspección de puentes después de sismo”. <https://www.lanamme.ucr.ac.cr/repositorio/handle/50625112500/936> last accessed June 01, 2021.
- O’Rourke, M., and Ballantyne, D. (1992). “Observations on water system and pipeline performance in the *Limón* area of Costa Rica due to the April 22, 1991 earthquake”. Technical Report NCEER-92-0017. National Center for Earthquake Engineering Research.
- Plafker, G., and Ward, S. (1992). “Backarc thrust faulting and tectonic uplift along the Caribbean sea coast during the April 22, 1991 Costa Rica earthquake”. *Tectonics*, 11, 709-718.

- Protti, M., González, V., Newman, A., Dixon, T., Schwartz, S., Marshall, J., Feng, L., Walter, J., Malservis, R., and Owen, S. (2014). “Nicoya earthquake rupture anticipated by geodetic measurement of the locked plate interface”, *Nature Geoscience*, 7(2), 117–121.
- Quesada-Román, A. (2017). “Impactos geomorfológicos del terremoto de Limón (1991; Ms 7.5) y consideraciones para la prevención de riesgos asociados en Costa Rica”. *Revista Geográfica de América Central*, 56, pp. 93-111.
- Santana, G. (1994). “The April 22, 1991 Limón (Costa Rica) earthquake”. *Earthquake Engineering, Tenth World Conference, Balkema Rotterdam*, ISBN 9054100605.
- Sauter, F. (1994). “Evaluación de daños en puentes y otras estructuras civiles causados por el terremoto de Limón”. *Revista Geológica de América Central, Volumen Especial del Terremoto de Limón*. (pp. 171-186).
- Schmidt, V. (2014). “Clasificación de suelos de 15 estaciones acelerográficas, mediante el uso de métodos basados en vibraciones ambientales y del parámetro Vs30”. *Revista Geológica de América Central*. No. 51, pp.33-67. ISSN 0256-7024.
- Schmidt, V., Hidalgo, D., Acuña, A., Moya, A., Cordero, E., Segura, C., and López, E., (2014), “Aceleraciones del terremoto de Sámara del 05 de setiembre del 2012”, *Nota Técnica, Revista En Torno a la Prevención, Comisión Nacional de Emergencias*, No. 12, pp. 38-47.
- Shabestari, K., and Yamazaki, F. (2001). “A Proposal of Instrumental Seismic Intensity Scale Compatible with MMI Evaluated from Three-Component Acceleration.” *Earthquake Spectra*, Vol. 17, No. 4, pp 711–723
- Suárez, G., Pardo, M., Domínguez, J., Ponce, L., Montero, W., Boschini, I., and Rojas, W. (1995). “The Limón, Costa Rica earthquake of April 22, 1991: Back arc thrusting and collisional tectonics in a subduction environment”. *Tectonics*, 14(2), 518–530.
- Wessel, P., Smith, W. H. F., Scharroo, Luis, J. F., and Wobbe, F. (2013). “Generic Mapping Tools: Improved version released”, *EOS Trans. AGU*, 94, pp. 409-410.

AUTHOR BIOSKETCH



Associate researcher at the Seismic Engineering Laboratory of the University of Costa Rica. He obtained his degree in Geology from the University of Wisconsin-Eau Claire, later his Master's and Ph.D. in Strong Motion Seismology from the University of Kyoto, Japan.

CONGRESOS Y SEMINARIOS



2021 American Society of Civil Engineering (ASCE) Conferences. La Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (ASCE) anuncia los seminarios en línea en demanda y los eventos internacionales para el año 2022. Para más información y registro, puede dirigirse al siguiente enlace [https://www.asce.org/search#sort=relevancy&f:searchwithin=\[Education,Events\]](https://www.asce.org/search#sort=relevancy&f:searchwithin=[Education,Events]).

2021 American Concrete Institute (ACI) Events. El Instituto Americano de Concreto (ACI) anuncia sus próximas Convenciones y su programa de seminarios en línea. Para más información sobre estos eventos y registro, puede dirigirse al siguiente enlace: <https://www.concrete.org/events.aspx>.

2022 Transportation Research Board (TRB) Annual Meeting. La Junta de Investigación de Transportación abre su registro para su reunión anual 101^a 2021. El programa cubrirá todos los modos de transportación, sesiones y talleres que abordan temas de interés para los administradores, investigadores, representantes del gobierno, la industria y las instituciones académicas. El tema destacado para la reunión anual 2022 es: “Innovar un sistema de transporte equitativo, resistente, sostenible y seguro. Este evento se llevará a cabo los días 9 al 13 de enero de 2022 en Washington, D.C. Para más información y registro puede dirigirse al siguiente enlace: <http://www.trb.org/AnnualMeeting/AnnualMeeting.aspx>.

2022 North Carolina Transportation Summit. El Departamento de Transportación de Carolina del Norte de Carolina del Norte abre su registro para la Cumbre de Transportación 2022 que se llevará a cabo los días 19-20 de enero de 2022 en el *Raleigh Convention Center*, Carolina del Norte. Para más información y registro puede dirigirse al siguiente enlace: <https://www.nctransportationsummit.com/event/05277802-826e-4a03-8f68-41dc5a53e095/summary>.

ATSSA's Convention & TRAFFIC EXPO 2022. La Asociación Americana de Servicios de Seguridad Vial (ATSSA) abre su registro para la Convention & TRAFFIC EXPO 2021. Evento para miles de profesionales de la seguridad vial y funcionarios de transportación. Se llevará a cabo los días 11 al 15 de febrero de 2022 en Tampa Convention Center, Florida. Para más información y registro puede dirigirse al siguiente enlace: <https://expo.atssa.com/>.

International Conference on Geographic Technology for Natural Disaster Management (ICGETNDM). La Academia Mundial de Ciencia, Ingeniería Tecnología anuncia su conferencia internacional que se llevará a cabo los días 3 y 4 de marzo de 2022 en Roma, Italia. Para más información puede dirigirse al siguiente enlace: <https://waset.org/geographic-technology-for-natural-disasters-conference-in-march-2022-in-rome>.

Technology Summit, International Bridge, Tunnel and Turnpike Association (IBTTA). La Cumbre de Tecnología auspiciada por la Asociación Internacional de Puentes, Túneles y Autopistas de Peaje se llevará a cabo los días del 20 al 22 de marzo de 2022 en Orlando Florida. Cubrirá una serie de nuevas aplicaciones tecnológicas y prácticas comerciales que se incorporan cada vez más a las operaciones de peaje. Regístrese a partir del 3 de enero de 2022. Para más información y registro puede dirigirse al siguiente enlace: <https://www.ibtta.org/events/technology-summit-0>.

World of Asphalt 2022 Show and Conference and AGGI Academy. Mundo de Asfalto es la principal feria y conferencia de asfalto que se llevará a cabo los días 29 al 31 de marzo de 2021 en Nashville, Tennessee. Para más información y registro puede dirigirse al siguiente enlace: <https://www.worldofasphalt.com/visit/about-the-show>.

NORMAS PARA PUBLICACIÓN DE ARTÍCULOS TÉCNICOS



Las siguientes son las normas básicas a las que se deben ajustar los autores al enviar sus artículos en la revisión final:

1. Los artículos deben estar escritos en español, inglés o portugués.
2. Los artículos deben ser escritos en letra Times New Roman, tamaño 10.
3. El título del artículo debe proveerse en español (o portugués) y en inglés.
4. El artículo debe tener un resumen de no más de 250 palabras, el cual debe estar escrito en español (o portugués) y en inglés.
5. Se debe adjuntar un máximo de cinco Palabras *claves*, las cuales deben estar escritas en español (o portugués) e inglés, en orden alfabético en cada idioma, y en minúsculas.
6. Las diferentes secciones y subsecciones del artículo no deben estar enumeradas.
7. El nombre de las secciones debe ir todo mayúscula, en negrilla y tamaño 10.
8. El nombre de las subsecciones debe ir en mayúscula y minúsculas, en negrilla y tamaño 10.
9. La indentación de la primera línea de párrafos debe ir a 0.2”.
10. Las figuras y fotografías no deben presentarse en colores claros.
11. El nombre de las tablas debe estar ubicado en la parte superior, en negrilla y escrito de la siguiente manera: **Tabla #: Nombre de la tabla**. Sólo la primera letra de la primera palabra va en mayúscula.
12. El nombre de las figuras debe estar ubicado en la parte inferior, en negrilla y escrito de la siguiente manera: **Figura #: Nombre de la figura**. Sólo la primera letra de la primera palabra va en mayúscula.
13. Las tablas deben estar hechas con Word.
14. En el texto, al referirse a una figura o a una tabla, la primera letra debe ser escrita en mayúscula: la Figura, la Tabla.
15. Las ecuaciones deben ser escritas con el editor de ecuaciones de Word, o con *MathType*. Deben ser escritas en letra Times New Roman y en un tamaño de *Font* 10. Las ecuaciones deben estar numeradas entre paréntesis y justificadas a la derecha.
16. En el texto, al hacer referencia a una ecuación, el número debe estar en paréntesis y debe escribirse la palabra completa en minúscula: ecuación (#).
17. Las palabras o frases en inglés deben escribirse entre comillas dobles (por ejemplo, ensayo “down-hole”).

NORMAS PARA PUBLICACIÓN DE ARTÍCULOS TÉCNICOS



18. Las referencias deben ser indentadas 0.5 pulgadas (12.7 mm) a partir de la segunda línea y escritas de la siguiente manera:

- En el caso de un libro, el nombre debe estar en *itálica*:

Chopra, A. K. (2006). *Dynamics of Structures, Theory and Applications to Earthquake Engineering*, 3rd edition, Prentice Hall, New Jersey.

- Publicación en una revista técnica (“journal”). Se debe incluir el volumen, número y las páginas del artículo. El título debe estar entre comillas y el nombre de la revista en *itálica*. Solo la primera letra del título debe estar en mayúscula. La forma correcta de escribir este tipo de referencia es:

Liang, R.Y. y Choy, F. (1992). “Theoretical study of crack – induced eigen frequency changes on beam structures”, *Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 118, No. 2, pp. 384-396.

- Para los reportes técnicos, tesis o disertaciones se debe adoptar el siguiente formato:

Schultz, A. (1986). “An experimental and analytical study of the earthquake response of R/C frames with yielding columns”, Ph.D. dissertation, Department of Civil Engineering, University of Illinois at Urbana-Champaign, Illinois.

Bergman, D.M. y Goel, S.C. (1987). “Evaluation of Cyclic Testing of Steel-Plate Devices for Added Damping Dissipators”, Report UMCE 87-10, Civil Engineering Department, University of Michigan, Ann Arbor, Michigan.

19. Todas las referencias en la lista deben citarse al menos una vez en el texto principal del artículo.
20. Incluir la dirección postal completa y la dirección electrónica, al menos del autor que servirá de contacto.
21. Al referirse en el texto a un trabajo en la lista de referencia, debe citarse el mismo como: (Apellido, año), (Apellido 1 y Apellido 2, año), o (Apellido *et al.*, año), dependiendo si hay uno, dos o más autores.
22. En el caso de que dos o más referencias vayan seguidas deben colocarse en el mismo paréntesis separadas por punto y coma: (Apellido, año; Apellido 1 y Apellido 2, año).
23. No se deben usar abreviaturas en las referencias.

Aquellos autores interesados en recibir un archivo electrónico con un artículo típico preparado en el formato de la Revista deben escribir a ridnaic.editor@uprm.edu.

INFORMACIÓN PARA SUBSCRIPTORES

La Revista Internacional de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil es una publicación científica y técnica que comenzó a publicarse a partir de mediados del año 2001, bajo el auspicio del Departamento de Ingeniería Civil y Agrimensura del Recinto Universitario de Mayagüez de la Universidad de Puerto Rico. Inicialmente se están publicando dos números de la revista por año y se espera que el número de volúmenes por año aumente en los próximos años. La revista está disponible en la Internet en: <https://www.scipedia.com/sj/ridnaic>.

Dirección Postal de la revista:

Revista Internacional de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil, Departamento de Ingeniería Civil y Agrimensura, UPR-Recinto Universitario de Mayagüez, Mayagüez, PR 00681-9000. Teléfono: (1-787) 832-4040, Exts.3815, 3393.

Dirección de correo electrónico: ridnaic.editor@uprm.edu

ALCANCE TEMÁTICO

El alcance de esta publicación comprende los sistemas de ingeniería que dan apoyo y sirven para el diseño de la infraestructura civil, y a los desastres naturales y accidentes de origen humano que pueden afectar esa infraestructura. La revista publica contribuciones que se refieran a la conjunción de más de una de las áreas temáticas definidas en el título, o a una de ellas. El término infraestructura civil se usa aquí para designar al conjunto de instalaciones físicas que permiten movilizar o almacenar bienes, materias primas, agua, residuos, energía, información o personas. En general, se incluyen aquí puentes, puertos, canales, aeropuertos, ferrocarriles, sistemas de tránsito urbano, carreteras, líneas de comunicación y energía, tuberías, represas, plantas de tratamiento de aguas, tanques, silos, etc. El énfasis en desastres naturales está en el estudio de acciones de huracanes, tornados, terremotos, inundaciones, sequías, fuego, deslizamientos, maremotos. Asimismo, la revista publica temas relacionados con accidentes y eventos producidos por causas humanas, incluyendo fallas por diseño o construcción, colisiones, explosiones, entre otras.

INFORMACIÓN PARA AUTORES

La revista está abierta a contribuciones de profesionales e investigadores de cualquier nacionalidad y lugar de trabajo. Los idiomas de preferencia para la publicación de artículos son español, inglés o portugués. Para mantener la calidad de las contribuciones que publique la revista, los artículos se someten a un proceso de revisión por pares. Los manuscritos deben someterse utilizando MS Word, en letra tipo Times New Roman. No se admitirán contribuciones que utilicen otros procesadores de texto. Si bien la transferencia al formato oficial de la revista es responsabilidad de los Editores, el esfuerzo de los autores para enviar su trabajo siguiendo el formato de la revista es apreciado, en especial en lo que respecta a las Referencias y a su cita. Las instrucciones para los autores son muy similares a las que se utilizan en las publicaciones periódicas de la "American Society of Civil Engineers" (ASCE), con la diferencia que la revista usa el formato de una columna. Aquellos autores interesados en consultar un ejemplar anterior disponible deben escribir a ridnaic.editor@uprm.edu.



La Revista Internacional de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil (RIDNAIC) es publicada por el Departamento de Ingeniería Civil y Agrimensura del Recinto Universitario de Mayagüez de la Universidad de Puerto Rico.

Las opiniones, hallazgos o recomendaciones vertidos en esta edición de RIDNAIC son las del Editor y la Comisión Editorial, no necesariamente reflejan las de la Universidad de Puerto Rico y el Recinto de Mayagüez.

Arte diseñado por Irmali